

茲に  $I_0 = I_{bc} = I_{b'c'}$ ,  $I_1 = I_{bb'}$ ,  $I_2 = I_{cc'}$ 。此等兩式を解き且つ次ぎの如く  
 $\frac{h}{I_0} = \alpha$ ,  $\frac{l}{I_1} = \beta$ ,  $\frac{l}{I_2} = \gamma$  と置く時は次式を得べし。

$$M_b = \frac{\alpha\gamma}{\alpha^2 + 2\alpha\beta + 2\alpha\gamma + 3\beta\gamma} \frac{Pl}{8} \dots \dots \dots (204)$$

$$H = \frac{2\alpha^2 + 2\alpha\beta + 3\alpha\gamma + 3\beta\gamma}{\frac{h}{l} \left[ \frac{2\alpha}{\gamma} + 1 \right] \left[ \alpha^2 + 2\alpha\beta + 2\alpha\gamma + 3\beta\gamma \right]} \frac{P}{8} \quad (205)$$

第八十七節 非對照的架構

(Unsymmetrical Frame)

(其一) 柱脚鉸端なる L 形架構に垂直等布荷重を加ふる場合

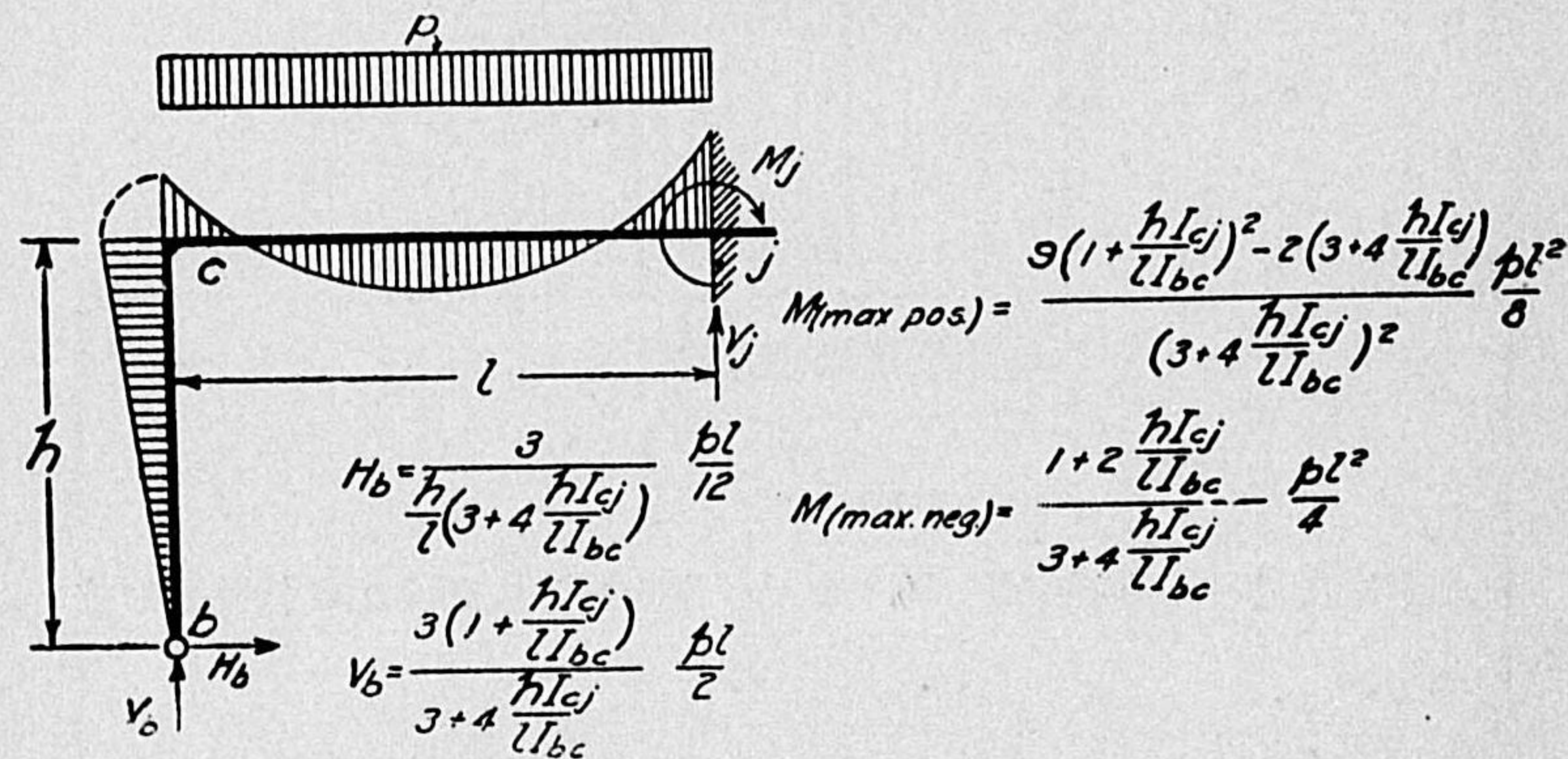


FIG.-223

解法の結果は FIG.-223 に掲げてある。水平材に起る最大正彎曲率は c 点より x なる距離にあつて其の値は (206) 式の如し。

$$x = \frac{3(1+mn)}{3+4mn} \frac{l}{2} \dots \dots \dots (206)$$

最大負彎曲率は桁の固定端即ち壁際に生ずる、今次ぎに L 形架構に對し兩端固定、柱脚鉸端等の場合につき解きたる結果式を表示しよう。

第七十六表 (A)

非對照架構と諸力の算式

(等布荷重の場合)

$m = \frac{I_0}{I_{bc}}$ ,  $n = \frac{h}{l}$ ,  $M_m =$  桁材の最大正彎曲率、 $x = c$  点より  $M_m$  の起る點迄の距離

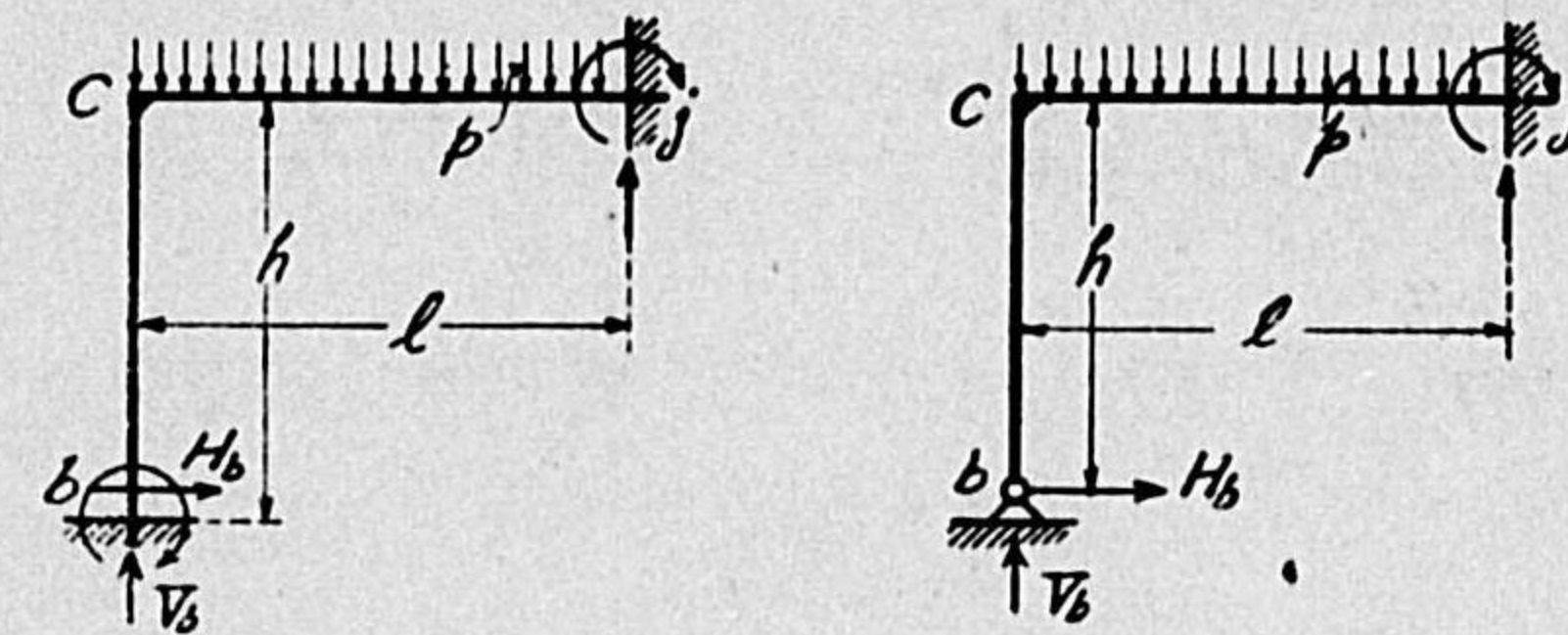


FIG.-224

柱脚固定の時                      柱脚鉸端の時

H	$\frac{1}{n(1+mn)} \frac{pl}{8}$	$\frac{1}{n(3+4mn)} \frac{pl}{4}$
Mj	$-\frac{2+3mn}{1+mn} \frac{pl^2}{24}$	$-\frac{1+2mn}{3+4mn} \frac{pl^2}{4}$
M	$-\frac{1}{1+mn} \frac{pl^2}{12}$	$-\frac{1}{3+4mn} \frac{pl^2}{4}$
Mm	$\left[ \frac{3(4+3mn)^2}{16(1+mn)^2} - \frac{2}{1+mn} \right] \frac{pl^2}{24}$	$\left[ \frac{9(1+mn)^2}{(3+4mn)^2} - \frac{2}{3+4mn} \right] \frac{pl^2}{8}$
Vb	$\frac{4+3mn}{1+mn} \frac{pl}{8}$	$\frac{3(1+mn)}{3+4mn} \frac{pl}{2}$
x	$\frac{4+3mn}{4(1+mn)} \frac{l}{2}$	$\frac{3(1+mn)}{3+4mn} \frac{l}{2}$

第七十六表 (B)  
非對照架構と諸力の算式  
(集荷重の場合)

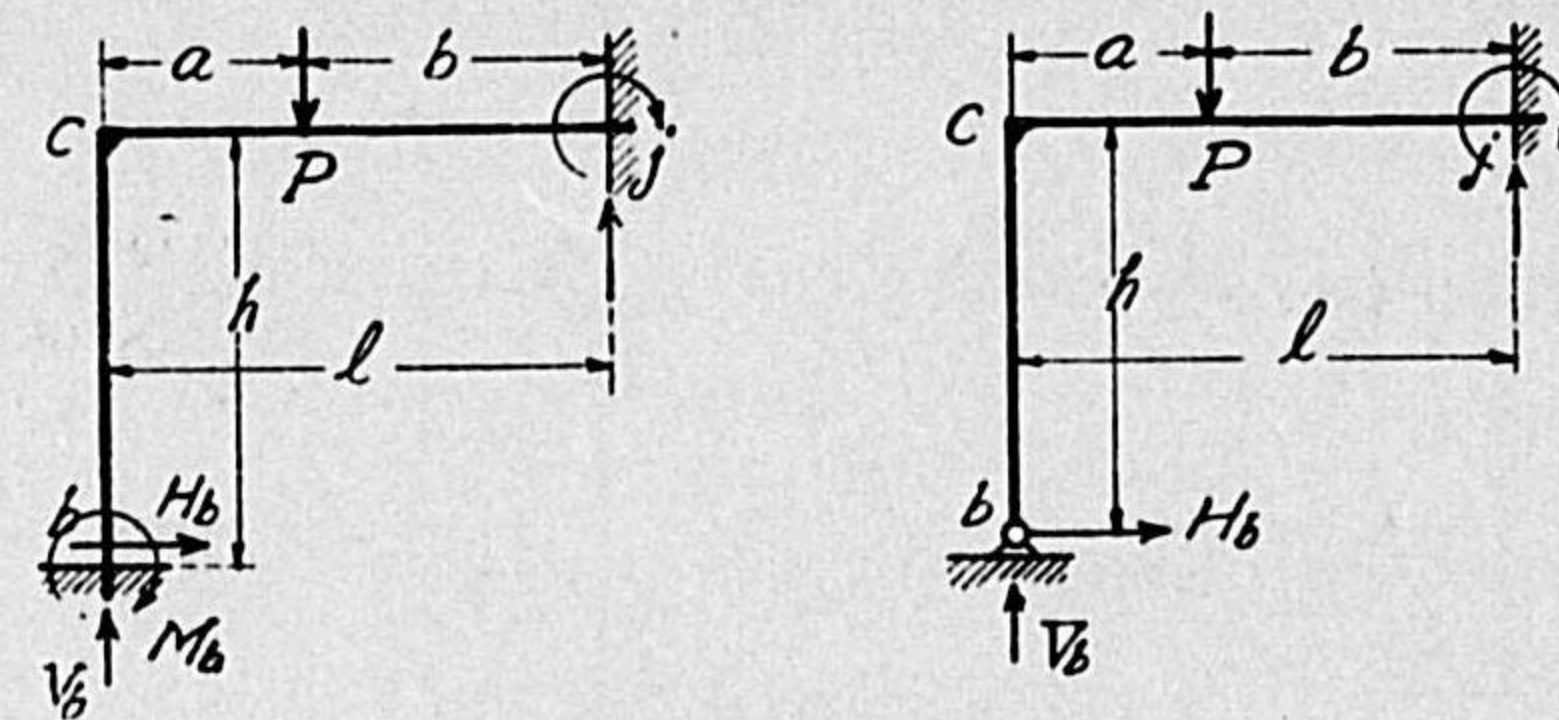


FIG.-225

柱脚固着の時                      柱脚鉸端の時

$H_b$	$\frac{3 \frac{a}{l} (1 + \frac{a^2}{l^2} - \frac{2a}{l})}{2n + mn} P$	$\frac{3 \frac{a}{l} (1 + \frac{a^2}{l^2} - \frac{2a}{l})}{n(3 + 4mn)} P$
$M_b$	$\frac{\frac{a}{l} (1 + \frac{a^2}{l^2} - \frac{2a}{l})}{1 + mn} \frac{Pl}{2}$	0
$V_b$	$\frac{1 + mn (1 - 1.5 \frac{a}{l} + \frac{a^3}{2l^3}) - \frac{a^2}{l^2} (3 - \frac{2a}{l})}{1 + mn} P$	$\frac{3 [1 + \frac{4mn}{3} (1 - 1.5 \frac{a}{l} + \frac{a^3}{2l^3}) - \frac{a^2}{l^2} (3 - \frac{2a}{l})]}{3 + 4mn} P$

第八十八節 架構結果式の一般的性質

(架構上の等布荷重と集荷重との起す不静定力間の絶対関係)

以上詳述せる解法は如何なる架構にも適用し、其の結果式を求むる事が出来る。然しながら以上解法の結果から、次ぎの如き興味あり且つ有益なる関係を見出す事が出来る。如何なる形状の架構たるを問はず同一形式の

架構に在りては、其の不静定力(例へば水平反力等)は荷重法の如何に係らず一定不變の関係がある。

次頁に掲げたる圖表中左右兩者を對照せば之を了解する事が出来る。架構内各断面に於ける彎曲率は其の水平推力と一定の關係を有する事は既に述べたる處であるから、結局彎曲率は水平推力の函数である。従て架構内各部の不静定應力は同一形状の架構であれば、荷重の等布たると集中たるとを問はず其間に一定不變の關係を有するものである。

以上述べたる處を式示せば、或る架構の支柱端に働く水平推力は次ぎの如くである。(茲に  $P$  は徑間上の總荷重、 $l$  は徑間長を示す)

等布荷重の時 .....  $H = K \frac{Pl}{12}$

集中荷重の時 .....  $H = K \frac{Pl}{8}$

上式中の係数  $K$  は兩者同値であつて、此の  $K$  は架構の形状により變化し荷重法により變化せぬものである。されば今或る形の架構に起る水平推力を集中荷重に對し計算上より定むれば、等布荷重より生ずる水平推力の算式は計算を用ひずして直ちに書き下す事が出来る。換言せば架構内に生ずる静力學上不定應力の解法とは、先づ此の  $K$  なる函数の形を定むる事である。以上に掲げたる架構中桁の兩端に起る彎曲率は次ぎの如し。

(a) の場合 .....  $M = \frac{3}{3 + 2mn} \frac{Pl}{12} = K_1 \frac{Pl}{12}$

(a') の場合 .....  $M = \frac{3}{3 + 2mn} \frac{Pl}{8} = K_1 \frac{Pl}{8}$

(b) の場合 .....  $M = \frac{3}{2 + mn} \frac{Pl}{12} = K_2 \frac{Pl}{12}$

(b') の場合 .....  $M = \frac{3}{2 + mn} \frac{Pl}{8} = K_2 \frac{Pl}{8}$

單桁 (Simple beam) の場合にて其の兩端が完全に固定せらるれば等布荷重と集荷重とに對する彎曲率は各次の如し。

等布荷重の場合.....  $M = \frac{Pl}{12}$

集中荷重の場合.....  $M = \frac{Pl}{8}$

故に架構にては以上の値に各  $K$  を乗じて得たるものに過ぎぬ、即ち桁兩端の固定程度が架構の構成部材たる柱の強弱に因り  $K$  丈に變化せるに過ぎぬ (茲に  $K$  の値は常に 1 より小である)。而して  $K$  は架構の形狀により一定にして其の荷重法の如何によりては變化せぬ事前述の如くである。尙此の關係が非對照荷重法並に多數の集荷重法に對しても同様である事は Fig.-226 の圖表 (e) (f) 等により知る事が出来る。

### 第八十九節 連續三徑間にして二柱を有する單階架構

(Single Story Construction with Three Spans)

Flat slab 及桁梁式建築又は橋梁高架橋等の設計に當りては、支柱の彎曲が床の彎曲に及ぼす影響を考慮しなければならぬ。實際上の多くの場合にあつては支柱の斷面慣性率が一般に床斷面の慣性率に比し小で而も比較的長き柱を使用する時にその床構造の強度に及ぼす影響は相當に大である。

床が偏心荷重を支ふる場合には柱が彎曲し従つて床の中央部に於ける彎曲率を増加する事少くない、故に柱及床兩者の斷面慣性率比、並に徑間長と支柱長との比を有する算式に非らざれば單階架構の設計に應用が出來ぬ。

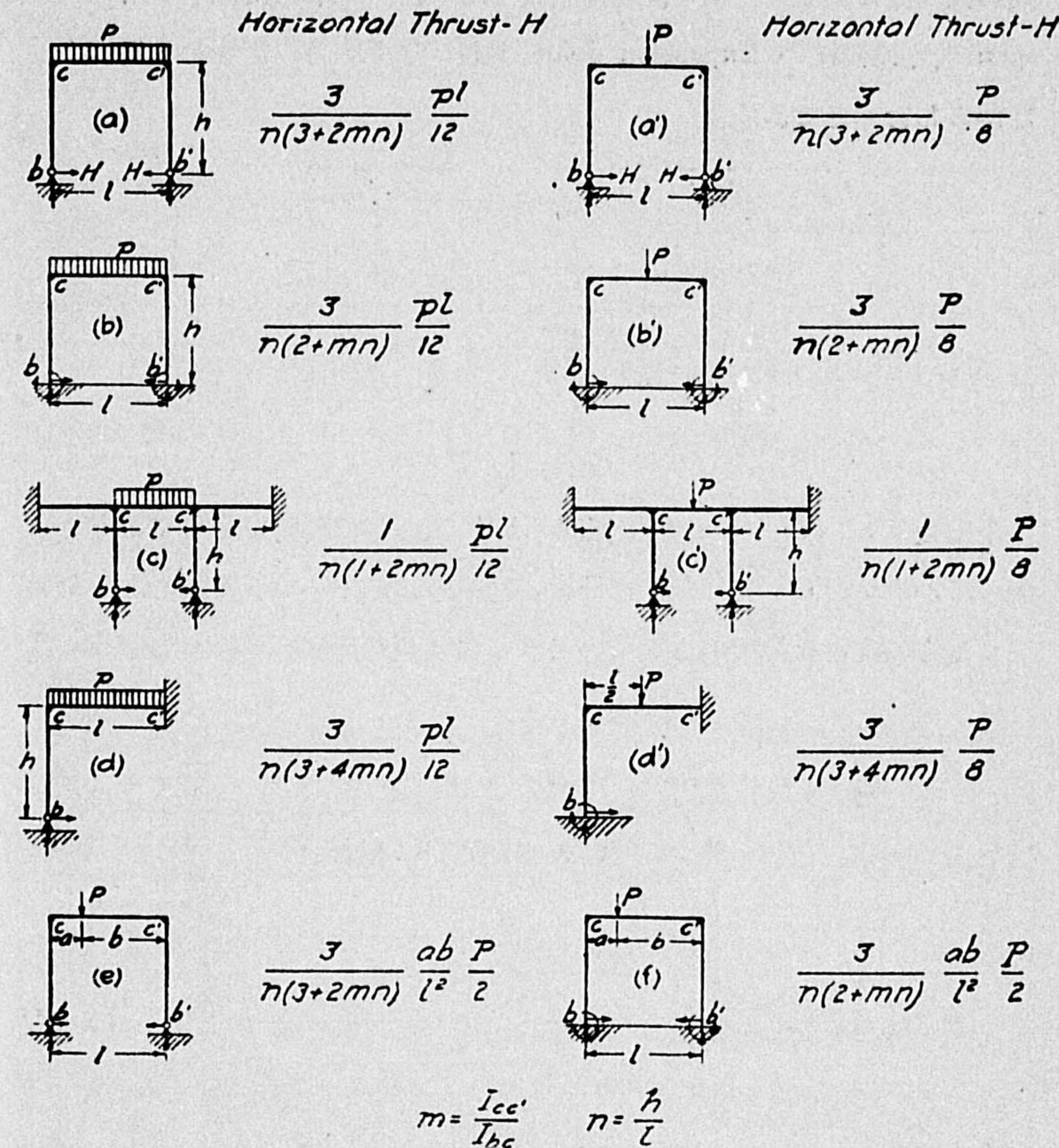


FIG.-226

長大なる谷間等を横斷する陸橋若くは市内貫通の高速度鐵道用高架橋等に有りては、その徑間數は數十連に亘り部材長及斷面率の如きも一定しがたい場合が多い。殊に此の如く長き連續架構を用ゆることは温差應力の關係上不經濟でもあり又築造も困難である、故に尤も適當なる方法としては

其の徑間長に應じ3乃至5徑間連続式を用ひ、その單位長毎に Expansion span 若くは複柱の Expansion Joint を設け温差應力の影響を成るべく少なからしむべきである。

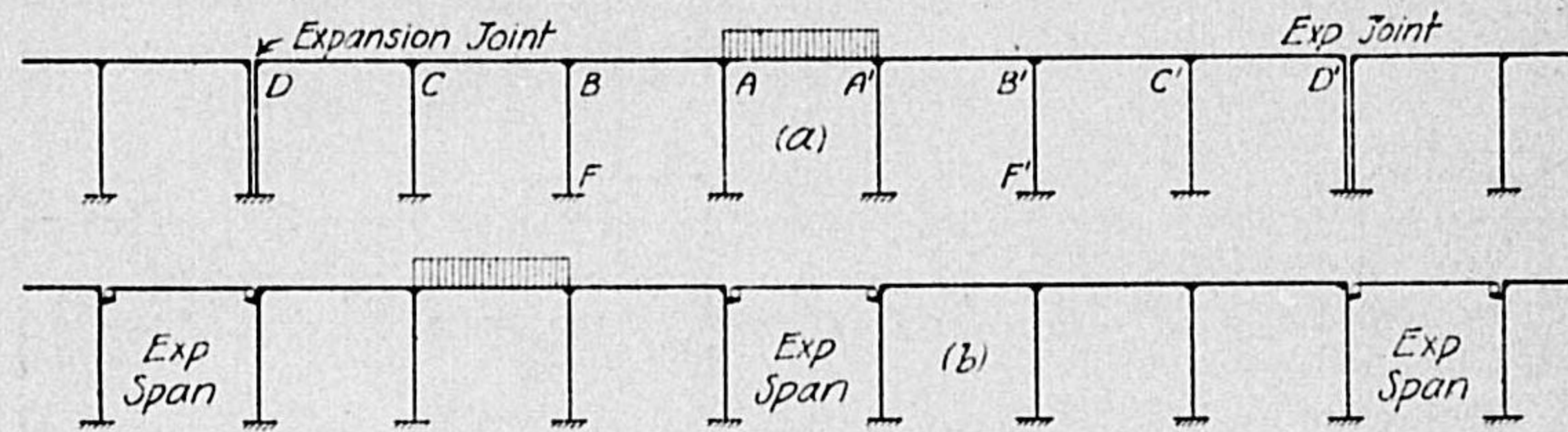


FIG.-227

今上圖 FIG.-227 (a) に於て徑間 AA' 上のみに動荷重を有するとき床梁 BC, CD, B'C' 及 C'D' に於ける彎曲率は頗る小で、實際上之れを略去するも差支なき程度のものである、されば負荷徑間に隣接せる床版或は

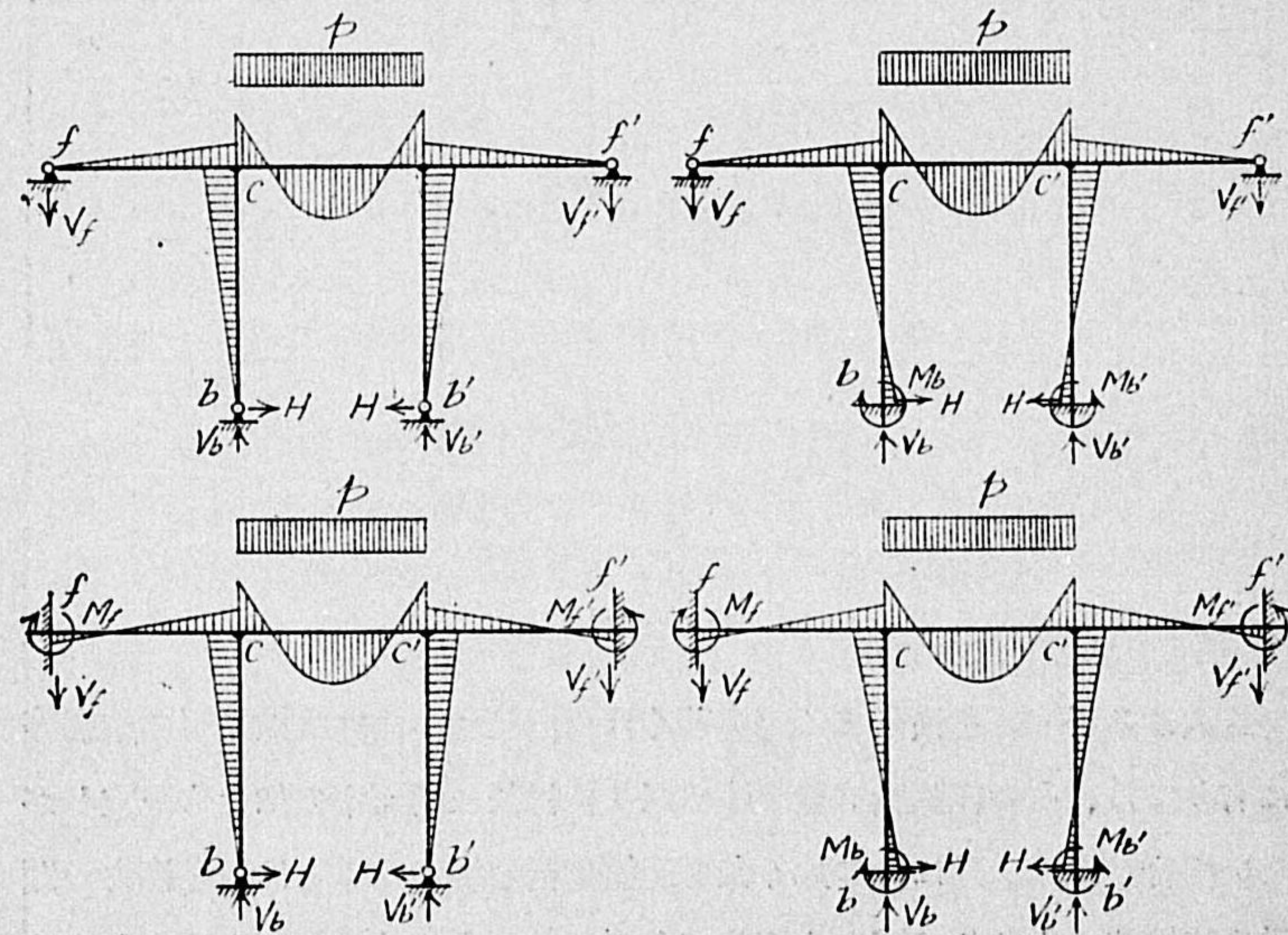


FIG.-228

第七十七表

互力、彎曲率及反曲點位置計算式

	Case I	Case II	Case II A	Case III
<i>H</i> Hor. reaction at col. ends	$\frac{1}{4n(3+5mn)}pl$	$\frac{1}{2n(4+5mn)}pl$	$\frac{1}{12n(1+2mn)}pl$	$\frac{1}{4n(2+3mn)}pl$
<i>V<sub>f</sub></i> Vert. reaction at beam ends	$\frac{mn}{4(3+5mn)}pl$	$\frac{mn}{4(4+5mn)}pl$	$\frac{mn}{6(1+2mn)}pl$	$\frac{mn}{4(2+3mn)}pl$
<i>V<sub>b</sub></i> Vert. reaction at col. ends	$\frac{6+11mn}{4(3+5mn)}pl$	$\frac{8+11mn}{4(4+5mn)}pl$	$\frac{3+7mn}{6(1+2mn)}pl$	$\frac{4+7mn}{4(2+3mn)}pl$
<i>M<sub>f</sub></i> Moment at beam ends	0	0	$\frac{mn}{(1+2mn)}\frac{pl^2}{18}$	$\frac{mn}{(2+3mn)}\frac{pl^2}{12}$
<i>M<sub>b</sub></i> Moment at column ends	0	$\frac{1}{(4+5mn)}\frac{pl^2}{6}$	0	$\frac{1}{(2+3mn)}\frac{pl^2}{12}$
<i>M<sub>2</sub></i> Moment at point 2	$\frac{-mn}{(3+5mn)}\frac{pl^2}{4}$	$\frac{-mn}{(4+5mn)}\frac{pl^2}{4}$	$\frac{-mn}{(1+2mn)}\frac{pl^2}{9}$	$\frac{-mn}{(2+3mn)}\frac{pl^2}{6}$
<i>M<sub>3</sub></i> Moment at point 3	$\frac{-1}{(3+5mn)}\frac{pl^2}{4}$	$\frac{-1}{(4+5mn)}\frac{pl^2}{3}$	$\frac{-1}{(1+2mn)}\frac{pl^2}{12}$	$\frac{-1}{(2+3mn)}\frac{pl^2}{6}$
<i>M<sub>4</sub></i> Moment at point 4	$\frac{-(1+mn)}{(3+5mn)}\frac{pl^2}{4}$	$\frac{-(4+3mn)}{(4+5mn)}\frac{pl^2}{12}$	$\frac{-(3+4mn)}{3(1+2mn)}\frac{pl^2}{12}$	$\frac{-(1+mn)}{(2+3mn)}\frac{pl^2}{6}$
<i>M<sub>5</sub></i> Moment at point 5	$\frac{(1+3mn)}{(3+5mn)}\frac{pl^2}{8}$	$\frac{(4+9mn)}{(4+5mn)}\frac{pl^2}{24}$	$\frac{(3+10mn)}{3(1+2mn)}\frac{pl^2}{24}$	$\frac{(2+5mn)}{(2+3mn)}\frac{pl^2}{24}$
Height of point of inflection in col.	0	$\frac{h}{3}$	0	$\frac{h}{3}$
Distance from column to point of inflect. in cent. span	$\frac{l}{2}\left[1 \pm \sqrt{\frac{2(1+mn)}{3+5mn}}\right]$	$\frac{l}{2}\left[1 \pm \sqrt{\frac{2(4+3mn)}{3(4+5mn)}}\right]$	$\frac{l}{2}\left[1 \pm \sqrt{\frac{2(3+4mn)}{9(1+2mn)}}\right]$	$\frac{l}{2}\left[1 \pm \sqrt{\frac{4(1+mn)}{3(2+3mn)}}\right]$
	$m = \frac{I_{cc'}}{I_{bc}}$	$n = \frac{h}{l}$		

第七十八表

連續三徑間架構に對する彎曲率係數表

$\alpha = pl^2$  の係數、但し中央徑間の兩端部彎曲率に對するもの

$\beta = pl^2$  の係數、但し支柱上部の彎曲率に對するもの

係數	Values of $m$ $m = \frac{I_{cp'}}{I_{cp}}$	Values of $n$ , $n = \frac{h}{l}$						
		0.20	0.50	0.75	1.00	1.25	1.50	
柱脚及梁端共に鉸端	$\alpha = \frac{1+mn}{(3+5mn)^4}$	0.5	.0785	.0735	.0705	.0682	.0664	.0648
		1.0	.0750	.0682	.0648	.0625	.0608	.0595
		1.5	.0722	.0648	.0615	.0595	.0582	.0570
		2.0	.0700	.0625	.0595	.0577	.0564	.0555
		2.5	.0682	.0608	.0582	.0564	.0554	.0546
		3.0	.0667	.0595	.0570	.0556	.0546	.0540
	$\beta = \frac{1}{(3+5mn)^4}$	0.5	.0714	.0588	.0513	.0455	.0408	.0370
		1.0	.0625	.0455	.0370	.0312	.0270	.0238
		1.5	.0556	.0370	.0290	.0238	.0202	.0175
		2.0	.0500	.0312	.0238	.0192	.0161	.0139
		2.5	.0455	.0270	.0202	.0161	.0134	.0115
		3.0	.0417	.0238	.0175	.0139	.0115	.0098
柱脚固定梁兩端は鉸	$\alpha = \frac{4+3mn}{(4+5mn)^{12}}$	0.5	.0796	.0754	.0728	.0706	.0687	.0672
		1.0	.0767	.0706	.0672	.0647	.0630	.0616
		1.5	.0743	.0672	.0637	.0616	.0600	.0587
		2.0	.0723	.0648	.0616	.0595	.0581	.0572
		2.5	.0706	.0630	.0600	.0581	.0568	.0559
		3.0	.0690	.0616	.0588	.0571	.0559	.0550
	$\beta = \frac{1}{(4+5mn)^3}$	0.5	.0741	.0635	.0575	.0513	.0468	.0430
		1.0	.0667	.0513	.0430	.0371	.0326	.0290
		1.5	.0607	.0430	.0346	.0290	.0250	.0219
		2.0	.0555	.0371	.0290	.0238	.0202	.0175
		2.5	.0513	.0326	.0250	.0202	.0170	.0147
		3.0	.0477	.0290	.0219	.0175	.0147	.0126
柱脚及梁端共に固定	$\alpha = \frac{1+mn}{(2+3mn)^6}$	0.5	.0798	.0757	.0732	.0714	.0700	.0686
		1.0	.0774	.0714	.0686	.0667	.0652	.0640
		1.5	.0745	.0686	.0658	.0640	.0628	.0619
		2.0	.0728	.0667	.0640	.0624	.0614	.0606
		2.5	.0714	.0652	.0626	.0614	.0604	.0598
		3.0	.0702	.0640	.0619	.0606	.0598	.0591
	$\beta = \frac{1}{(2+3mn)^6}$	0.5	.0695	.0556	.0476	.0416	.0370	.0333
		1.0	.0595	.0416	.0333	.0278	.0238	.0208
		1.5	.0521	.0333	.0256	.0208	.0175	.0151
		2.0	.0463	.0278	.0208	.0167	.0139	.0119
		2.5	.0417	.0238	.0175	.0139	.0115	.0098
		3.0	.0379	.0208	.0151	.0119	.0098	.0077

桁梁 AB 及 A'B' の B と B' 端の状態は、之れが接續部材 BC, BF, 並 B'C', B'F' 材の斷面慣性率の比如何により固定端と鉸端との中間に位して居るものと假定することを得べし。Fig.-227 (b) は單獨 3 徑間連續の代表架構であるが之れは次節に述ぶることとする。

次に掲ぐるものは連續 3 徑間架構にして 2 柱を有する單階構造を垂直荷重の場合につき解いた結果式である。

Fig.-228 は前記架構部材端の状態が 4 つの場合をとつた際に中央徑間上に等布荷重を加へ各部材上の彎曲率變化の有様を示せるものである。

以上 4 つの場合に對する諸力計算公式は第 77 表に掲げてある。更に又第 78 表は支柱上部に働く負彎曲率係數及負荷徑間の兩端部負彎曲率係數を掲げたもので、 $I_{cp}/I_c$  比の六種の變化に對する彎曲率の變化を知るに便したものである。

第七十九表

二柱三徑間單階架構に對する反力，彎曲率及反曲點位置算式

(Hinged Ends)

	第一荷重法	第二荷重法	第三荷重法	第四荷重法
$H$	$\frac{2p-3w}{8n\Delta} l$	$-\frac{1}{8n\Delta} pl$	$\frac{1}{4n\Delta} pl$	$-\frac{3}{8n\Delta} pl$
$V_0$	$\frac{9(1+2\phi)w-2\phi p}{8\Delta} l$	$\frac{9+16\phi}{8\Delta} pl$	$-\frac{\phi}{4\Delta} pl$	$\frac{9(1+2\phi)}{8\Delta} pl$
$V_1$	$\frac{(15+22\phi)w}{8\Delta} + \frac{2(6+11\phi)p}{8\Delta} l$	$\frac{27+44\phi}{8\Delta} pl$	$\frac{6+11\phi}{4\Delta} pl$	$\frac{15+22\phi}{8\Delta} pl$
$M_2$	$\frac{(3+8\phi)w-2\phi p}{16\Delta} l^2$	$\frac{3(1+2\phi)}{16\Delta} pl^2$	$-\frac{\phi}{8\Delta} pl^2$	$\frac{3+8\phi}{16\Delta} pl^2$
$M_3$	$-\frac{(3+2\phi)w+2\phi p}{8\Delta} l^2$	$-\frac{3+4\phi}{8\Delta} pl^2$	$-\frac{\phi}{4\Delta} pl^2$	$-\frac{3+2\phi}{8\Delta} pl^2$
$M_4$	$-\frac{2p-3w}{8\Delta} l^2$	$\frac{1}{8\Delta} pl^2$	$-\frac{1}{4\Delta} pl^2$	$\frac{3}{8\Delta} pl^2$
$M_5$	$-\frac{\phi w+(1+\phi)p}{4\Delta} l^2$	$-\frac{1+2\phi}{4\Delta} pl^2$	$-\frac{1+\phi}{4\Delta} pl^2$	$-\frac{\phi}{4\Delta} pl^2$
$M_6$	$\frac{(1+3\phi)p-2\phi w}{8\Delta} l^2$	$\frac{1+\phi}{8\Delta} pl^2$	$\frac{1+3\phi}{8\Delta} pl^2$	$-\frac{\phi}{4\Delta} pl^2$
$x$	$\frac{9(1+2\phi)-2k\phi}{8\Delta} l$	$\frac{9+16\phi}{8\Delta} l$	----	$\frac{9(1+2\phi)}{8\Delta} l$
$M_c$	$\frac{81(1+2\phi)^2 w - 4[9(1+2\phi)-k\phi]p}{128\Delta^2} l^2$	$\frac{(9+16\phi)^2}{128\Delta^2} pl^2$	----	$\frac{81(1+2\phi)^2}{128\Delta^2} pl^2$

$\phi = nm = \frac{h}{l} \frac{I_{Beam}}{I_{Column}}$ ,  $\Delta = 3+5\phi$ ,  $n = \frac{h}{l}$ ,  $p = \text{unit load on central span}$ ,  $w = \text{unit load on side spans}$ ,  $k = \text{ratio } p/w$

第八十表

二柱三徑間單階架構に對する反力，彎曲率及反曲點位置算式

(Fixed Ends)

	第一荷重法	第二荷重法	第三荷重法	第四荷重法
$V_0$	$\frac{(4+7\phi)w+\phi p}{4\Delta} l$	$\frac{1}{2} pl$	$-\frac{\phi}{4\Delta} pl$	$\frac{4+7\phi}{4\Delta} pl$
$V_1$	$\frac{(4+5\phi)w+(4+7\phi)p}{4\Delta} l$	$pl$	$\frac{4+7\phi}{4\Delta} pl$	$\frac{4+5\phi}{4\Delta} pl$
$H$	$\frac{(p-w)l}{4n\Delta}$	----	$\frac{1}{4n\Delta} pl$	$-\frac{1}{4n\Delta} pl$
$M_0$	$-\frac{2(1+2\phi)w-\phi p}{12\Delta} l^2$	$-\frac{1}{12} pl^2$	$\frac{\phi}{12\Delta} pl^2$	$-\frac{1+2\phi}{6\Delta} pl^2$
$M_1$	$\frac{(p-w)l^2}{12\Delta}$	----	$\frac{1}{12\Delta} pl^2$	$-\frac{1}{12\Delta} pl^2$
$M_2$	$\frac{2(1+2\phi)w-\phi p}{24\Delta} l^2$	$\frac{1}{24} pl^2$	$-\frac{\phi}{24\Delta} pl^2$	$\frac{1+2\phi}{6\Delta} pl^2$
$M_3$	$-\frac{(2+\phi)w+2\phi p}{12\Delta} l^2$	$-\frac{1}{12} pl^2$	$-\frac{\phi}{6\Delta} pl^2$	$-\frac{2+\phi}{12\Delta} pl^2$
$M_4$	$-\frac{(p-w)l^2}{6\Delta}$	----	$-\frac{1}{6\Delta} pl^2$	$\frac{1}{6\Delta} pl^2$
$M_5$	$-\frac{\phi w+2(1+\phi)p}{12\Delta} l^2$	$-\frac{1}{12} pl^2$	$-\frac{1+\phi}{6\Delta} pl^2$	$-\frac{\phi}{12\Delta} pl^2$
$M_6$	$\frac{(2+5\phi)p-2\phi w}{24\Delta} l^2$	$\frac{1}{24} pl^2$	$\frac{2+5\phi}{24\Delta} pl^2$	$-\frac{\phi}{12\Delta} pl^2$
$x$	$\frac{(4+7\phi)-k\phi}{4\Delta} l$	$\frac{1}{2} l$	----	$\frac{4+7\phi}{4\Delta} l$
$M_c$	$\frac{(16+56\phi+51\phi^2)w - [2\phi(4+9\phi)-3k\phi^2]p}{96\Delta^2} l^2$	$\frac{1}{24} pl^2$	----	$\frac{pl^2(16+56\phi+51\phi^2)}{96\Delta^2}$

$\phi = nm = \frac{h}{l} \frac{I_{Beam}}{I_{Column}}$ ,  $\Delta = 2+3\phi$ ,  $n = \frac{h}{l}$ ,  $p = \text{unit load on central span}$ ,  $w = \text{unit load on side span}$ ,  $k = \text{ratio } p/w$

第八十一表

二柱三徑間單階架構に對する反力及彎曲率算式

但し中央徑間上に集荷重

(桁端固定にして柱脚絞端)

一般式 (不等徑間)	等徑間數對稱荷重	等徑間中央集荷重
$H = \frac{3a(1 - \frac{a}{l_2})}{2h(3 + 4\phi_1 + 2\phi_2)} P$	$H = \frac{a(1 - \frac{a}{l})}{2h\Delta} P$	$H = \frac{1}{8n\Delta} P$
$V_0 = \frac{3a(1 - \frac{a}{l_2})\phi_1}{l_1[3 + 4\phi_1 + 2\phi_2]} P$	$V_0 = \frac{\frac{a}{l}(1 - \frac{a}{l})\phi}{\Delta} P$	$V_0 = \frac{-\phi}{4\Delta} P$
$V_1 = V_0 + \frac{P}{2}$	$V_1 = \frac{1 + 2[1 + \frac{a}{l} - (\frac{a}{l})^2]\phi}{2\Delta} P$	$V_1 = \frac{2 + 5\phi}{4\Delta} P$
$M_0 = V_0 \frac{l_1}{3}$	$M_0 = \frac{(1 - \frac{a}{l})\phi}{3\Delta} P a$	$M_0 = \frac{\phi}{12\Delta} Pl$
$M_1 = \frac{a(1 - \frac{a}{l_2})\phi_1}{3 + 4\phi_1 + 2\phi_2} P$	$M_1 = \frac{2(1 - \frac{a}{l})\phi}{3\Delta} P a$	$M_1 = \frac{-\phi}{6\Delta} Pl$
茲に	$M_2 = \frac{(1 - \frac{a}{l})\phi}{2\Delta} P a$	$M_2 = \frac{-1}{8\Delta} Pl$
$\phi_1 = \frac{hI_1}{l_1I_0}, \phi_2 = \frac{hI_2}{l_2I_0}$	$M_3 = \frac{(1 - \frac{a}{l})(3 + 4\phi)}{6\Delta} P a$	$M_3 = \frac{-3 + 4\phi}{24\Delta} Pl$
	$M_4 = \frac{3\frac{a}{l} + 2(1 + \frac{2a}{l})\phi}{6\Delta} P a$	$M_4 = \frac{3 + 8\phi}{24\Delta} Pl$
	$\phi = \frac{hI_B}{lI_C}, \Delta = 1 + 2\phi, n = \frac{h}{l}$	

3 徑間の内中央 Panel の中心點に集荷重を加へた場合に起る各部彎曲率の變化は Fig.—229 に示してゐる。各點に働く反力及彎曲率は次表に示すが如し。茲に柱材斷面の惰性率は  $I$  , 中央徑間梁材同  $I_A$  , 兩側徑間梁材同  $I_B$  とし、

$$\phi_1 = \frac{hI_A}{lI_C}, \phi_2 = \frac{hI_B}{lI_C}, \Delta = 3 + 2\phi_1 + 4\phi_2$$

とす。

二柱三徑間單階架構に對する反力の彎曲率算式

中央徑間上に單獨集荷重

{ 桁端は固定にして柱脚は絞端とす  
但し 桁材斷面惰性率は異なる場合 }

$$V_0 = \frac{3\phi_2}{\Delta} \frac{P}{4}, \quad M_{ca} = 2M_0, \quad M_{cb} = -Hh$$

$$V_1 = \frac{12 + 8\phi_1 + 22\phi_2}{\Delta} \frac{P}{8}, \quad M_{cc'} = M_{ca} + M_{cb}$$

$$H = \frac{3}{h} \left( \frac{P}{8} \right), \quad = -\frac{3 + 4\phi_2}{\Delta} \frac{Pl}{8}$$

$$M_0 = \frac{V_0 l}{3}$$

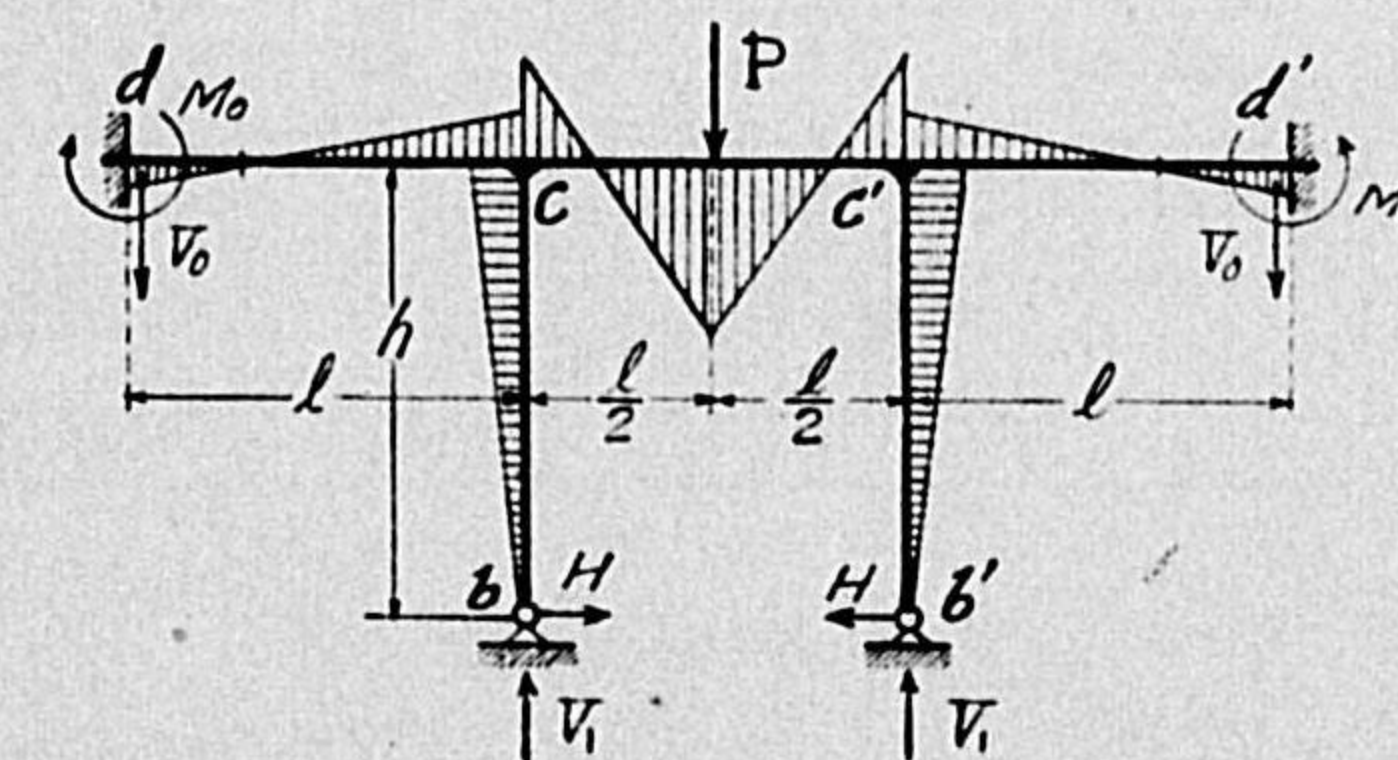
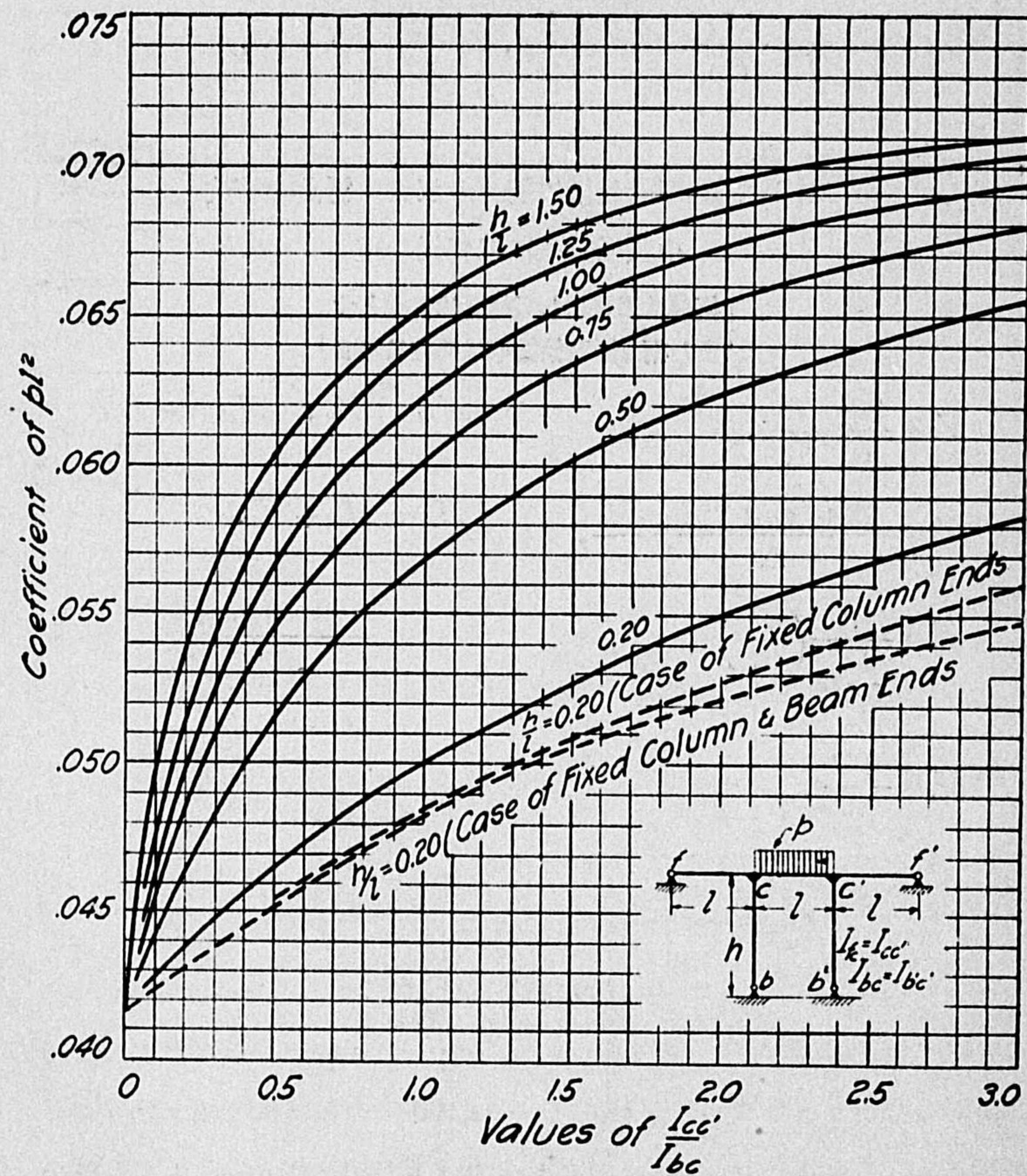


FIG.—229

FIG.—230

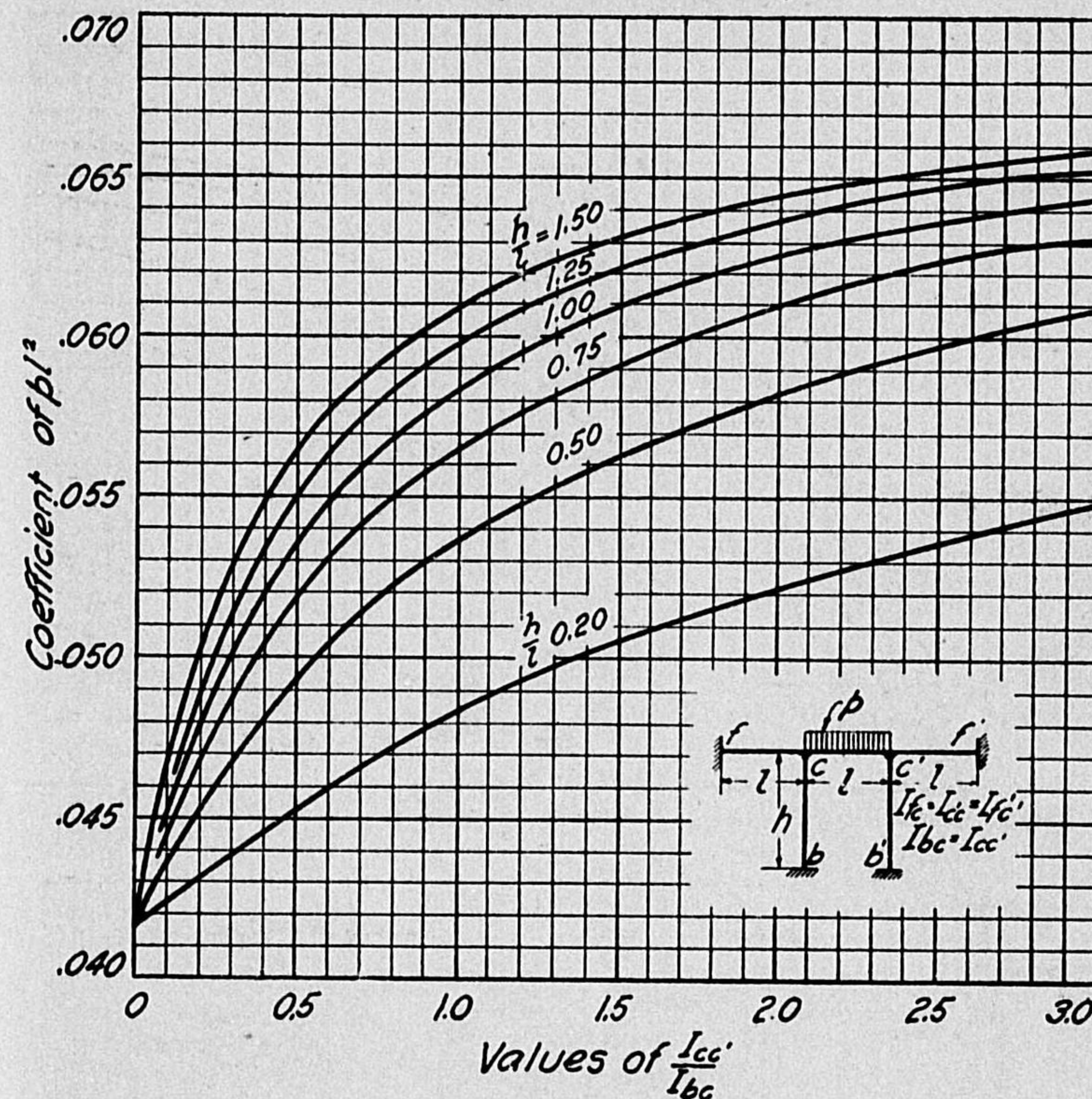
二柱三徑間單階架構に於て部材端固定狀態及剛比が中央徑間  
中心點の正彎曲率に及ぼす影響圖表  
(桁端及柱脚共に鉸端なる場合)



第79, 第80, 第81表は2柱3徑間單階架構に對し部材端が固定、鉸端及

FIG.—231

二柱三徑間單階架構に於て部材固定狀態及剛比が中央徑間  
中心點の彎曲率に及ぼす影響圖表  
(桁端に鉸を有し柱脚固定の場合)

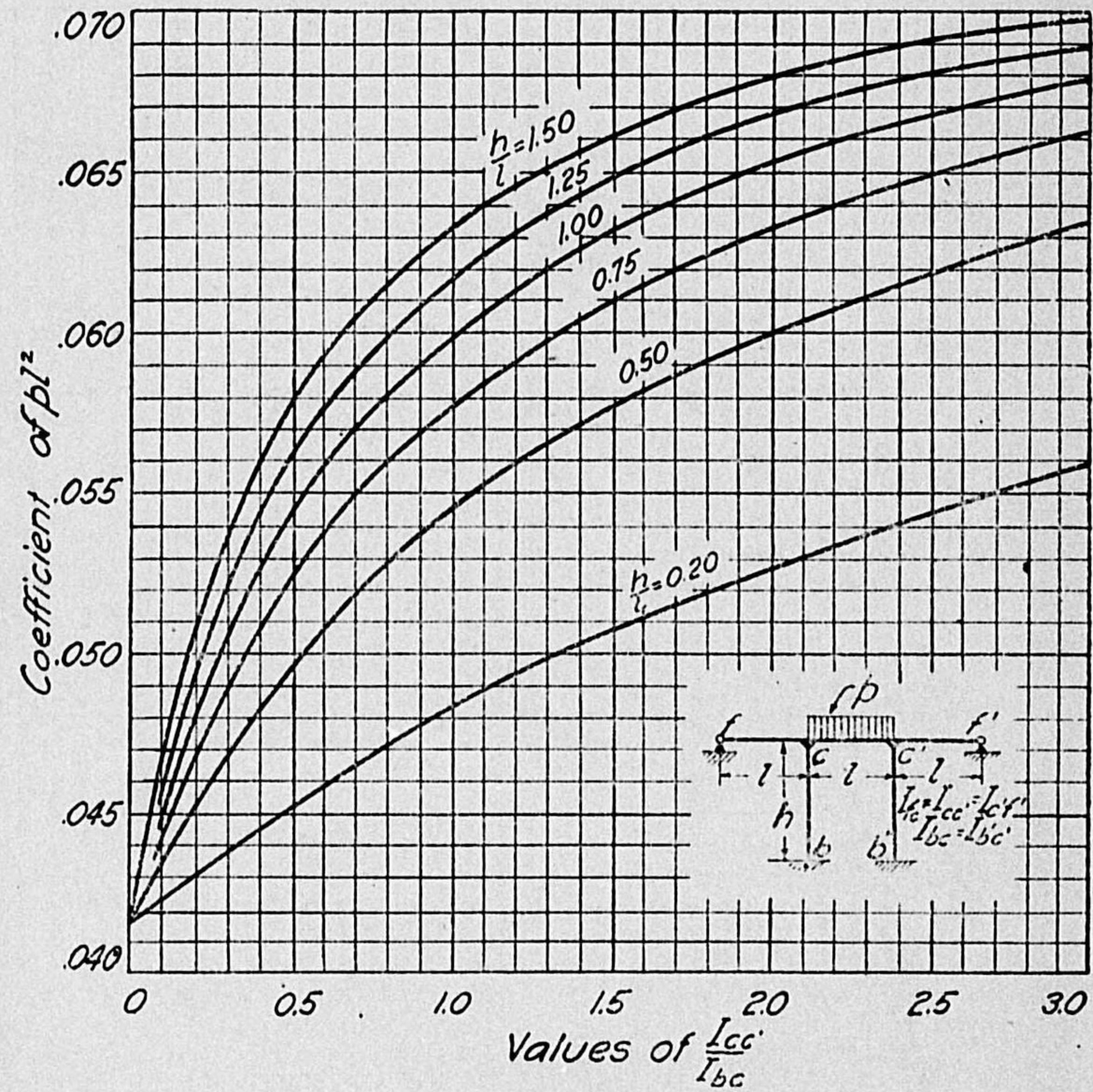


中間狀態なる場合に於ける不靜定力算式を掲げたもので、此の如き橋梁等の設計に便じたものである。Fig.—230乃至232は此等の架構に對し中央徑間上に等布荷重を加へ其の中心點彎曲率係數を圖式に示せるもので組成部材剛比の變化並に架構高さの増減が彎曲率數値に如何なる影響を有する



FIG.—232

二柱三徑間單階架構に於て部材固定狀態及剛比が中央徑間  
中心點の彎曲率に及ぼす影響圖表  
(桁端及柱脚共に固定せる場合)



かを攻究するに便したものである。兩側徑間上に荷重を有する場合は反つて中央徑間中心點の彎曲率を減じ又支柱に生ずる彎曲率をも減すべきを以て偏荷重法を採り其の變化を比較するを便とする。此等曲線の一般的性質より次ぎの結論を得べし。

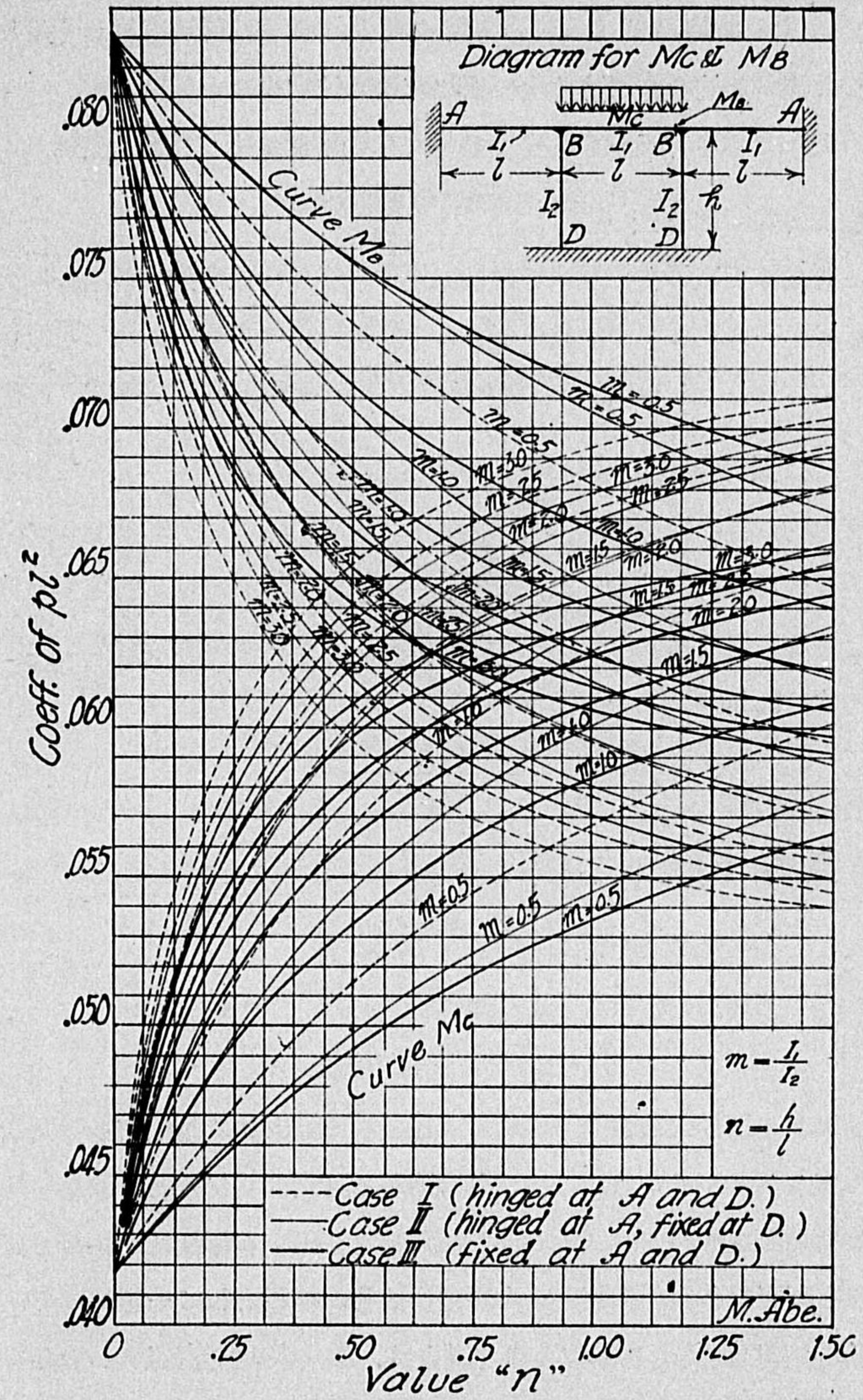


FIG.—233

(1)  $\frac{I_{cc'}}{I_{bc}}$  の値が 0 より 1.5 付近に増加する迄は彎曲率等しく増加するが此の範圍を越ゆれば彎曲率の増加率は比較的少ない。

(2) 架構の高さが増加するに従ひ彎曲率の増加を來す性質は略ぼ  $\frac{I_{cc'}}{I_{bc}}$  の増加と同様である。

(3) 彎曲率係數の變化量は部材端固定の場合に少なく鉸端の場合に大である。FIG.—231 の場合は此の兩者の中間値に位する事云ふまでもない。

(4)  $\frac{h}{l}$  の比が 1.0 より小ならず又  $\frac{I_{cc'}}{I_{bc}}$  の値が 1.5 乃至 3.0 の範圍内であれば負荷徑間中心點の最大彎曲率は  $\frac{1}{16}pl^2$  乃至  $\frac{1}{14}pl^2$  であるから便宜上約  $\frac{1}{15}pl^2$  と假定し得べし。以上は何れも等徑間の場合である。

以上 3 つの場合に就き中央徑間桁の中心及兩端部に於ける彎曲率變化の状態を知るに便したものは FIG.—233 である。本圖は構成部材剛比及び高さの變化に對し設計上一般的傾向を研むるに至便である。

### 第九十節 連續三徑間にて四柱を有する單階架構

(Single Story Construction with Three Spans having Four Columns)

鐵筋混凝土橋梁又は架構等に於て 3 徑間を單位として築造するを便且つ利益とする事甚だ多い。長大なる河川、谿谷を横斷する長橋若くは市街地に於ける高架鐵道構の如き、此の三徑間單位を採用する事強度上からも施工上からも便利である。鐵筋混凝土構造物はその特徴として一體的即ち Monolithic construction を擧ぐる事を得よう、此の特徴を實現せしむるには柱及床梁特に後者に打繼線の缺點を生ぜしめぬ事を肝要とする。然るに幾

十の徑間を合理的に Joint 無しに施工する事が不能であるから、成るべく構造上の缺陷を伴はぬ範圍で徑間數を制限する必要がある、又數多の徑間を連續する時は溫度昇降の影響を被むる事著しく之が爲め龜裂を伴ひ易い。此の如き事情から單位徑間數を 3 個に止め、3 徑間毎に Expansion joint を設けて溫度應力の影響を輕減し、更に地震又は制動力等の横荷重を消化するの手法を講じ、又床梁の混凝土を One operation にて打立て Construction joints を除くことは設計技術上最も望ましき事である。

著者は此の如き構造法を東京、横濱及大阪市内其他の高架鐵道橋に應用して好成績を得た。又 1912 年獨逸國 Dortmund 附近に建設せられたる總延長 200 米突の陸橋も 3 徑間を 1 單位とする架構から成り立つてゐる (Beton und Eisen, 1913 年 2 月 26 日號参照)。

次に此の架構を柱脚鉸端と固定との 2 種に分けて算式を掲げよう。

#### (其一) 垂直部材の脚部拱端の場合 (FIG.—234)

架構の徑間長は兩側と中央と相異なるものとし、それぞれ  $l_1$  及  $l_2$  とす、各徑間上に異なる力度の荷重  $p_1$  及  $p_2$  を加ふる時其の不靜定力  $H_0, H_1$  及  $V_1$  に對する彈性理論條件式次の如し。

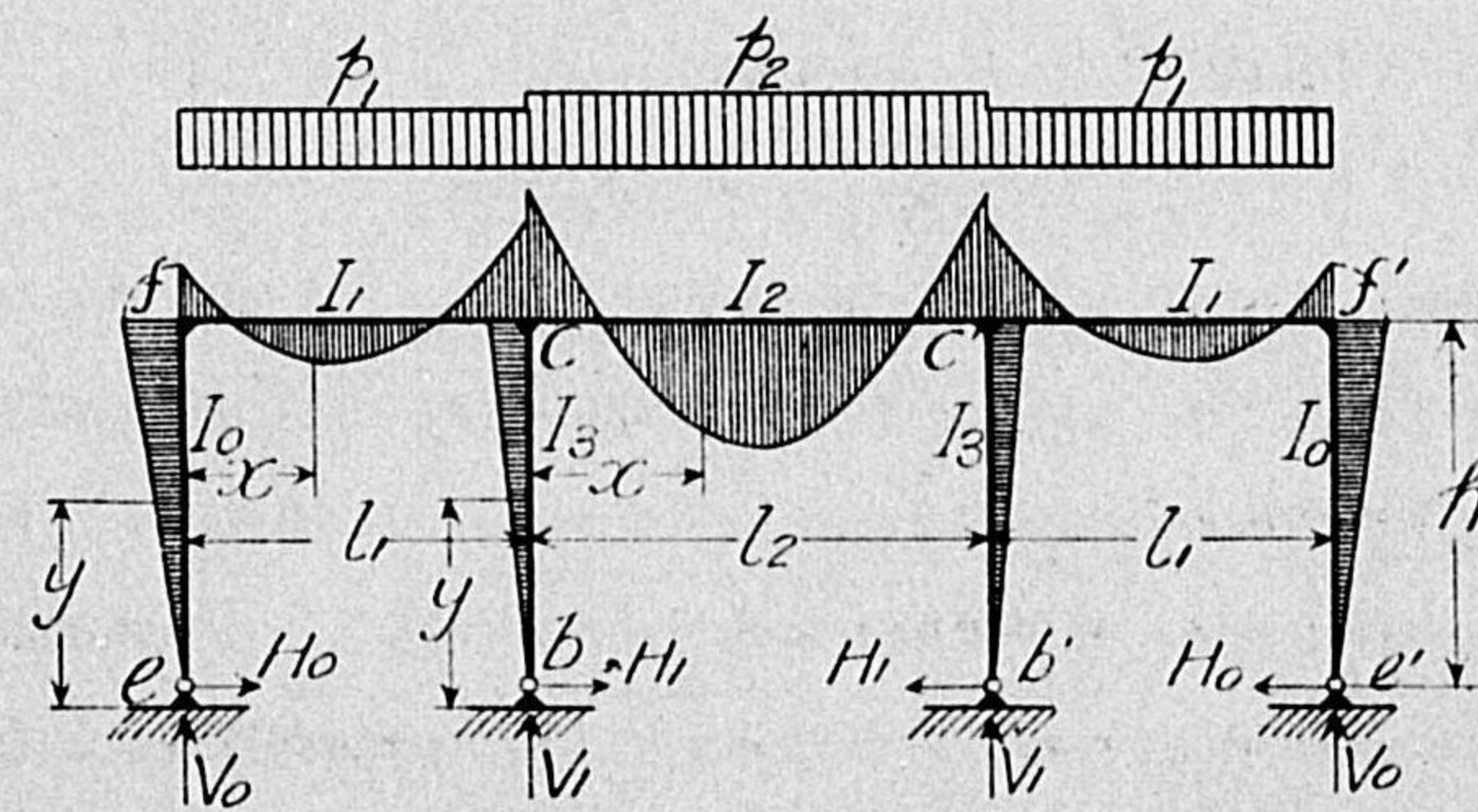


FIG. - 234

$$\begin{aligned}
 (a) \quad & \frac{2}{EI_0} \int_0^h H_0 y^2 dy + \frac{2h}{EI_1} \int_0^{l_1} \left( H_0 h - \frac{2p_1 l_1 + p_2 l_2}{2} x + \frac{p_1 x^2}{2} + V_1 x \right) dx \\
 & + \frac{h}{EI_2} \int_0^{l_2} \left[ H_0 h + H_1 h + V_1 l_1 - \frac{p_1 l_1^2 + p_2 (l_1 l_2 + l_2 x - x^2)}{2} \right] dx = 0, \\
 (b) \quad & \frac{2}{EI_1} \int_0^{l_1} \left( H_0 h x - \frac{2p_1 l_1 + p_2 l_2}{2} x^2 + \frac{p_1 x^3}{2} + V_1 x^2 \right) dx \\
 & + \frac{l_1}{EI_2} \int_0^{l_2} \left[ H_0 h + H_1 h + V_1 l_1 - \frac{p_1 l_1^2 + p_2 (l_1 l_2 + l_2 x - x^2)}{2} \right] dx = 0. \\
 (c) \quad & \frac{2}{EI_3} \int_0^h H_1 y^2 dy + \frac{h}{EI_2} \int_0^{l_2} \left[ H_0 h + H_1 h + V_1 l_1 \right. \\
 & \quad \left. - \frac{p_1 l_1^2 + p_2 (l_1 l_2 + l_2 x - x^2)}{2} \right] dx = 0.
 \end{aligned}$$

此等 (a), (b), (c) 3 式を解き得たる結果式は次ぎの如し。

$$\left. \begin{aligned}
 H_0 &= \frac{p_1 l_1 (3 + 6\phi_1 + 2\phi_2) - 2p_2 l_2 \lambda \phi_1}{4n\Delta} \\
 H_1 &= \frac{p_2 l_2 \lambda (3 + 4\phi_1) - 3p_1 l_1 (1 + 2\phi_1)}{4n\Delta} \\
 V_1 &= \frac{p_1 l_1 [9 + 15\phi_0 + 9\phi_1 + 6\phi_2 + 2\phi_0 (6\phi_1 + 5\phi_2)]}{2\Delta} \\
 & \quad + \frac{p_2 l_2 [9 + 12\phi_0 + 12\phi_1 + 6\phi_2 + 4\phi_1 (3\phi_1 + 2\phi_2) + \lambda \phi_1 (3 + 2\phi_1)]}{2\Delta}
 \end{aligned} \right\} (207)$$

$$\begin{aligned}
 \text{又} \quad V_0 &= \frac{p_1 l_1 [9 + 9\phi_0 + 15\phi_1 + 6\phi_2 + 6\phi_0 (2\phi_1 + \phi_2)]}{2\Delta} \\
 & \quad - \frac{p_2 l_2 [\lambda \phi_1 (3 + 2\phi_1)]}{2\Delta},
 \end{aligned}$$

茲に

$$\phi_0 = \frac{hI_1}{l_1 I_0}, \quad \phi_1 = \frac{hI_1}{l_1 I_3}, \quad \phi_2 = \frac{hI_2}{l_2 I_3}$$

$$\lambda = \frac{l_2}{l_1}, \quad n = \frac{h}{l_1},$$

$$\Delta = 9 + 6(2\phi_0 + 2\phi_1 + \phi_2) + 4\phi_0(3\phi_1 + 2\phi_2)$$

### 特別の場合 (A)

FIG.-234 に於て連続 3 径間が相等しき場合即ち

$$l_1 = l_2 = l, \quad I_1 = I_2 = I_B, \quad I_0 = I_3 = I_C \quad \text{とせば}$$

$$\phi_0 = \phi_1 = \phi_2 = \phi = \frac{hI_B}{lI_C} \quad \text{となり (207) 式は次ぎの如く變ず。}$$

$$\left. \begin{aligned}
 H_0 &= \frac{p_1 (3 + 8\phi) - 2p_2 \phi}{4n\Delta} l \\
 H_1 &= \frac{p_2 (3 + 4\phi) - 3p_1 (1 + 2\phi)}{4n\Delta} l \\
 V_1 &= \frac{p_1 (9 + 30\phi + 22\phi^2) + p_2 (9 + 33\phi + 22\phi^2)}{2\Delta} l
 \end{aligned} \right\} (208)$$

茲に  $n = \frac{h}{l}$  で、 $\Delta = 9 + 30\phi + 20\phi^2$  となる。

### 特別の場合 (B)

(A) の場合に於て更に  $p_1 = p_2 = p$  とせば次ぎの算式を得べし。

$$\left. \begin{aligned}
 H_0 &= \frac{3(1 + 2\phi)}{4n\Delta} pl, \quad H_1 = \frac{-\phi}{2n\Delta} pl \\
 V_1 &= \frac{18 + 63\phi + 44\phi^2}{2\Delta} pl
 \end{aligned} \right\} \dots (209)$$

茲に  $n = \frac{h}{l}$  で、 $\Delta = 9 + 30\phi + 20\phi^2$  である。

### 特別の場合 (C)

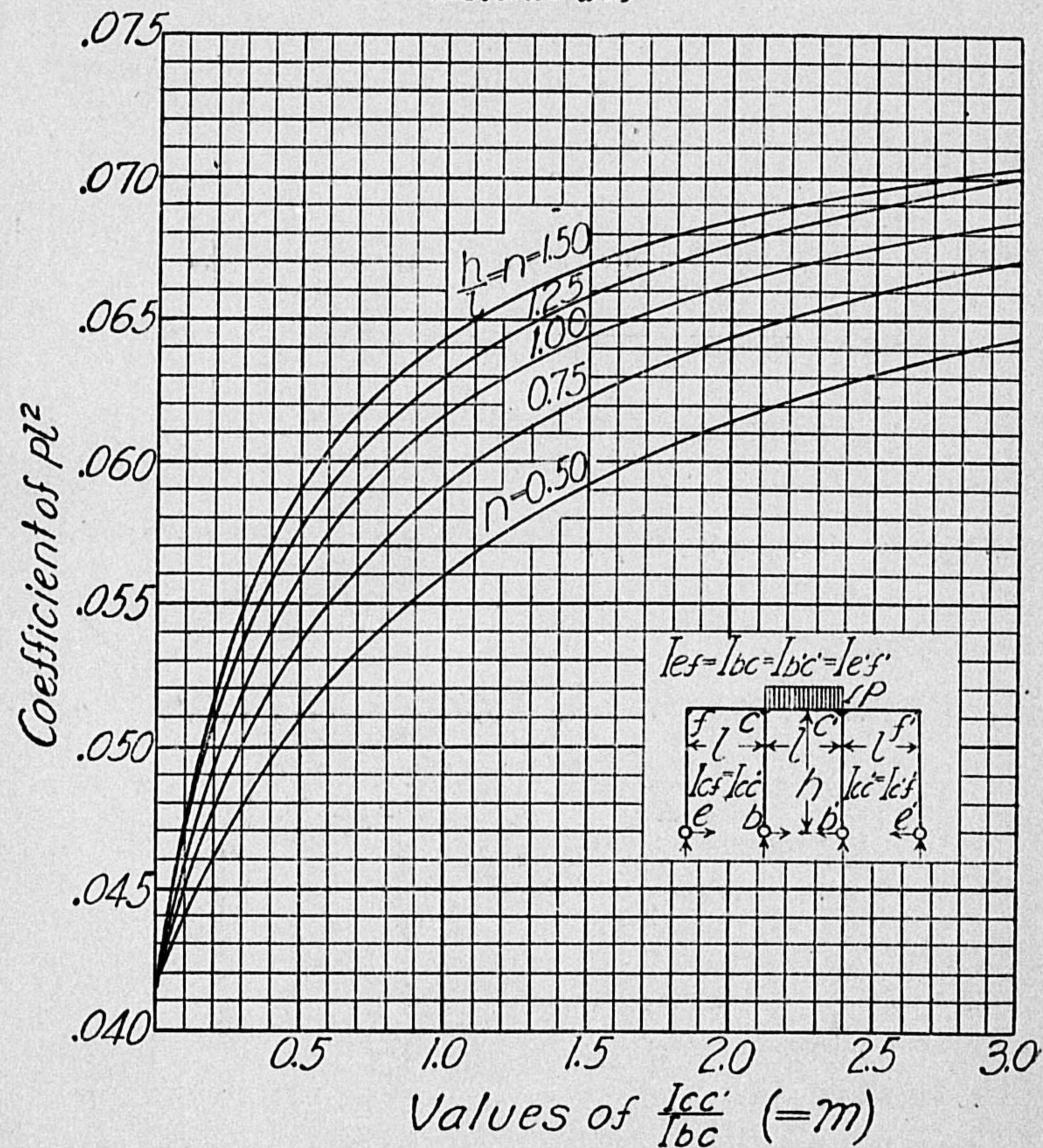
最も特別なる場合を取り  $I_0 = I_1 = I_2 = I_3$ ,  $l_1 = l_2 = h$ ,  $p_1 = p_2 = p$  とせば

次ぎの結果式を得、

$$H_0 = \frac{9}{236}pl, \quad H_1 = \frac{-2}{236}pl, \quad V_0 = \frac{104}{236}pl, \quad V_1 = \frac{250}{236}pl$$

FIG.—235

三徑間四柱を有する單階架構に於て中央徑間  
中心點に起る正彎曲率係數圖  
(柱脚絞端の場合)



又 (207) 式に於て  $I_1 = I_2$ ,  $l_1 = l_2 = l$ ,  $p_1 = 0$ ,  $p_2 = p$ ,  $I_0$  を無限大とせば次式の結果となり前掲第 (77) 表 Case II<sub>1</sub> の値と一致す。

$$V_1 = \frac{3+7\phi}{6(1+2\phi)}pl$$

**彎曲率圖表** 此の如き架構に於て梁材及柱材に對し彎曲率の影響大なる荷重法は中央徑間上にのみ載荷する偏荷重法である。FIG.—235 は本架構の中央徑間に荷重を加へたる場合に桁の中心點に生ずる最大正彎曲率が

$$\frac{I_{Beam}}{I_{Column}}, \quad \frac{h}{l}$$

の變化に従ひ如何なる影響を受くべきかを知るに便したものである。

(其二) 垂直部材の脚部を固定せる場合 (FIG.—236)

不等徑間にして柱脚を固定せる場合の不靜定力は  $H_0, H_1, V_1, M_0$  及び  $M_1$  の 5 個であるが架構の對稱形なることと、 $M_0 = \frac{H_0 h}{3}$ ,  $M_1 = \frac{H_1 h}{3}$  なる關係より 3 個に減ずる事が出来る、彈性理論により條件式を解き得たる結果は次式の如し。

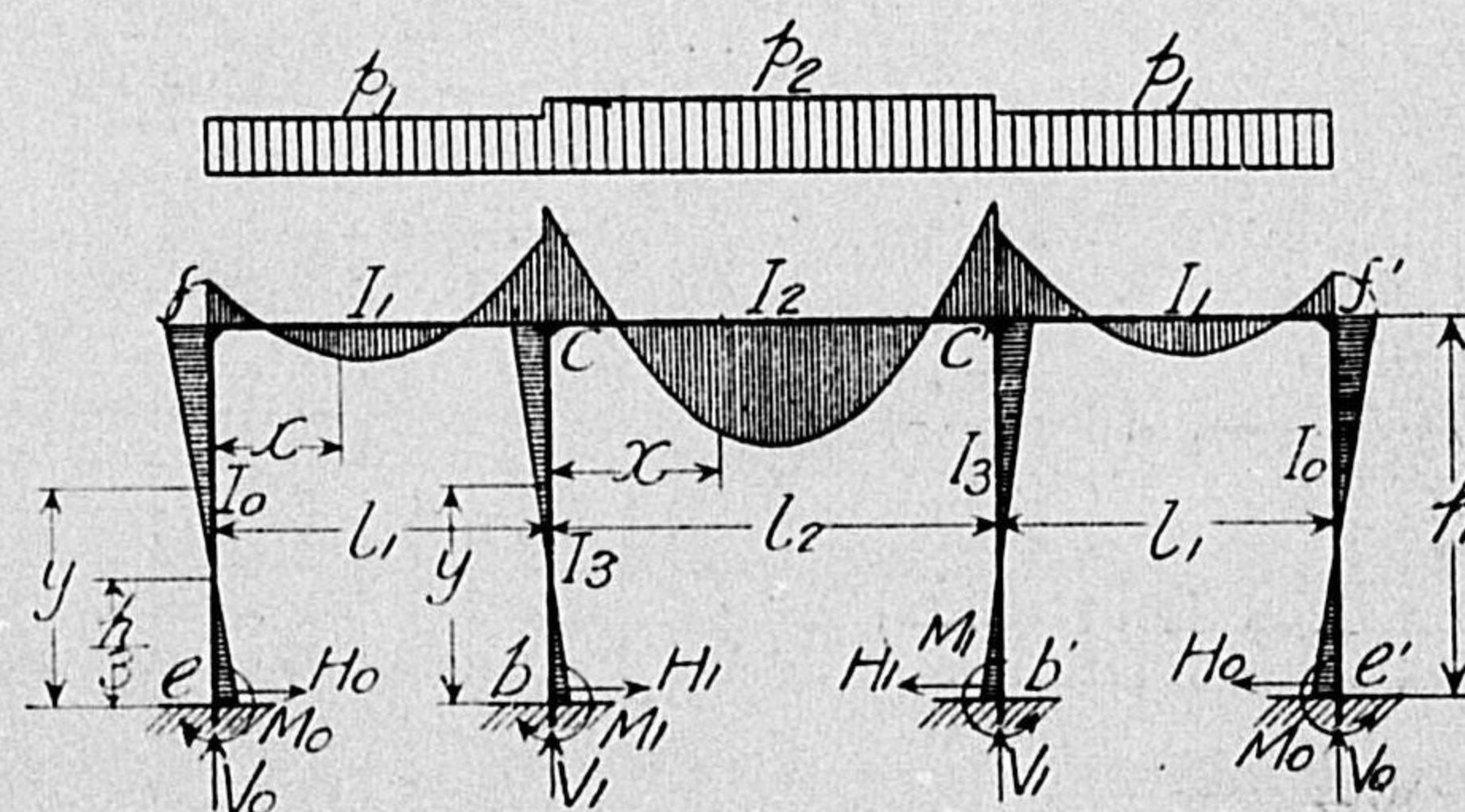


FIG.—236

$$\left. \begin{aligned} M_0 &= \frac{p_1 l_1^2 (2 + 3\phi_1 + \phi_2) - p_2 l_2^2 \phi_1}{12\Delta} \\ M_1 &= \frac{2p_2 l_2^2 (1 + \phi_0) - p_1 l_1^2 (2 + 3\phi_0)}{12\Delta} \\ V_1 &= \frac{p_1 l_1 [8 + 10\phi_0 + 6\phi_1 (1 + \phi_0) + \phi_2 (4 + 5\phi_0)]}{4\Delta} \\ &\quad + \frac{\left\{ p_2 l_2 [8(1 + \phi_0) + 4\phi_2 (1 + \phi_0)] \right.}{4\Delta} \\ &\quad \left. + \phi_1 [(2 + \phi_0)(6 + \lambda) - 4] \right\}}{4\Delta} \end{aligned} \right\} (210)$$

上式に於て

$$\phi_0 = \frac{h I_1}{l_1 I_0}, \quad \phi_1 = \frac{h I_1}{l_1 I_3}, \quad \phi_2 = \frac{h I_2}{l_2 I_3}$$

$$\lambda = \frac{l_2}{l_1}, \quad \Delta = 4(1 + \phi_0 + \phi_1) + 2\phi_2 + \phi_0 \phi_2 \left( 2 + 3 \frac{l_2 I_1}{l_1 I_2} \right)$$

$$\text{又 } H_0 = \frac{3M_0}{h}, \quad H_1 = \frac{3M_1}{h}, \quad V_0 = p_1 l_1 + \frac{p_2 l_2}{2} - V_1$$

各部材の彎曲率は次式より算定し得べし。

部材 (彎曲率算式)

$$(cc') \quad M_{cc'} = -2M_0 - 2M_1 - V_1 l_1 + \frac{p_1 l_1 + p_2 l_2}{2} l + \frac{p_2 l_2}{2} x - \frac{p_2 x^2}{2}$$

$$(fc) \quad M_{fc} = -2M_0 + \left( p_1 l_1 + \frac{p_2 l_2}{2} \right) x - V_1 x - \frac{p_1 x^2}{2}$$

$$(ef) \quad M_{ef} = M_0 \left( 1 - \frac{3y}{h} \right)$$

$$(bc) \quad M_{bc} = M_1 \left( 1 - \frac{3y}{h} \right)$$

### 特別の場合 (A)

Fig.—236 に於て  $l_1 = l_2 = l$ ,  $I_1 = I_2 = I_B$ ,  $I_0 = I_3 = I_C$  とせば

$\phi_0 = \phi_1 = \phi_2 = \phi = \frac{h I_B}{l I_C}$  となり (210) 式は次式の結果となる。

$$\left. \begin{aligned} M_0 &= \frac{2p_1(1 + 2\phi) - \phi p_1}{12\Delta} l^2 \\ M_1 &= \frac{2p_2(1 + \phi) - p_1(2 + 3\phi)}{12\Delta} l^2 \\ V_1 &= \frac{p_1 [8 + 20\phi + 11\phi^2] + p_2 [8 + 22\phi + 11\phi^2]}{4\Delta} l \end{aligned} \right\} (210)'$$

上式にて  $\Delta = 4 + 10\phi + 5\phi^2$  である。

### 特別の場合 (B)

(A) の場合に於て更に  $p_1 = p_2 = p$  とせば次式を得べし。

$$M_0 = \frac{2 + 3\phi}{12} p l^2, \quad M_1 = \frac{-\phi}{12\Delta} p l^2$$

$$V_1 = \frac{16 + 42\phi + 22\phi^2}{4\Delta} p l, \quad \Delta = 4 + 10\phi + 5\phi^2$$

### 特別の場合 (C)

最も特別なる場合即ち  $I_0 = I_1 = I_2 = I_3$ ,  $l_1 = l_2 = h$ ,  $p_1 = p_2 = p$

$$M_0 = \frac{5}{228} p l^2, \quad M_1 = \frac{-1}{228} p l^2, \quad V_0 = \frac{17}{38} p l, \quad V_1 = \frac{20}{19} p l$$

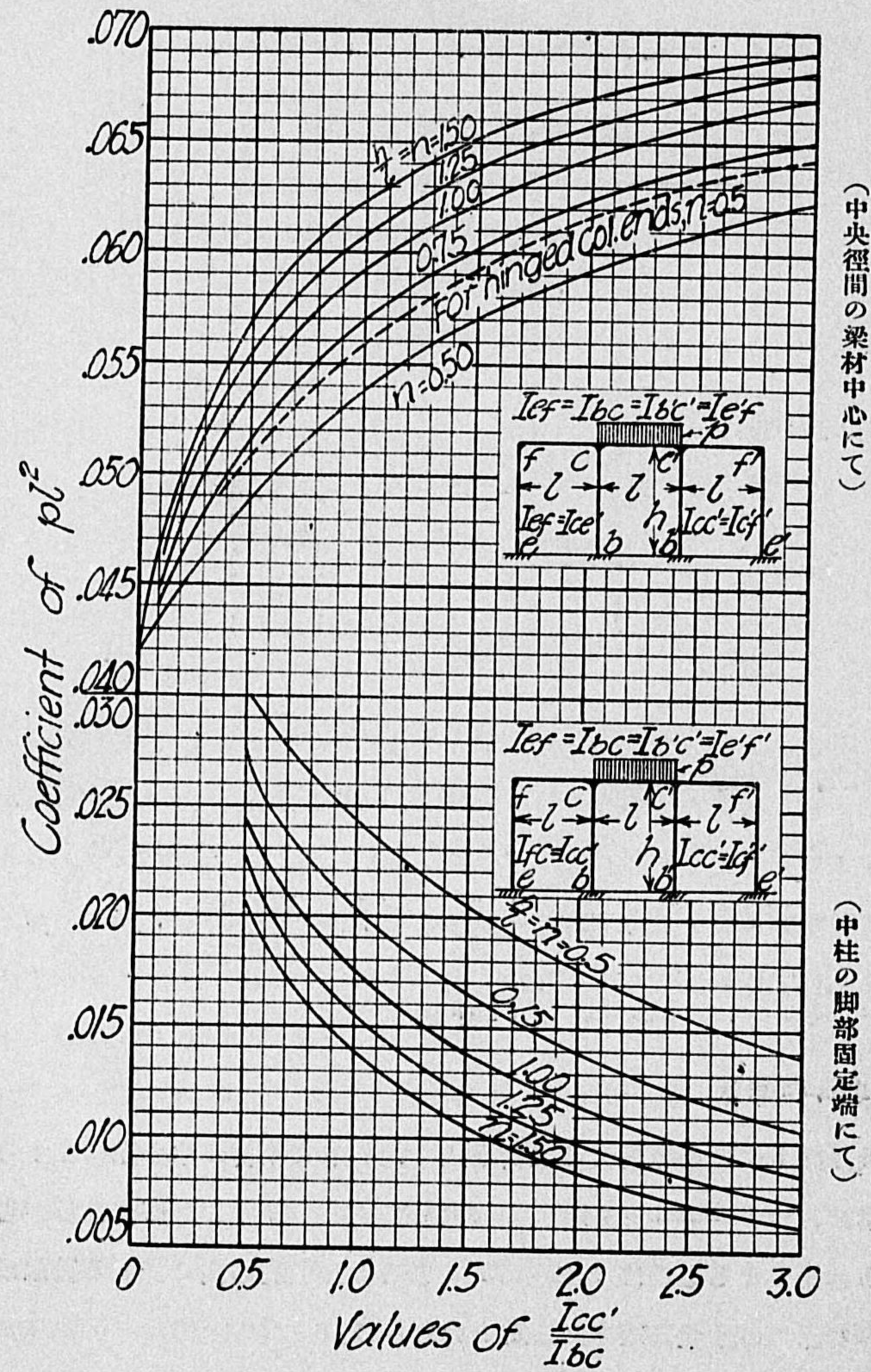
$M_1$  は頗る小なる値である事を知る。

### 彎曲率圖表

中央徑間上にのみ載荷せる偏荷重法に對し中央桁材の中心點に生ずる正彎曲率は、比  $\frac{I_{beam}}{I_{column}}$  及比  $\frac{h}{l}$  の變化により如何なる影響あるべきかを知るに便じたるものは Fig.—237 である。一般的傾向に關する結論は前節 (第89節) の末葉に述べたる處と異ならぬ。

Fig.—237

三徑間四柱を有する單階架構に於て中央徑間の梁材中心點及柱脚固定部に生ずる彎曲率係數圖 (柱脚固定の場合)



第九十一節 建築構造の要素を成す架構

(Special Frame as an Element in Building Construction)

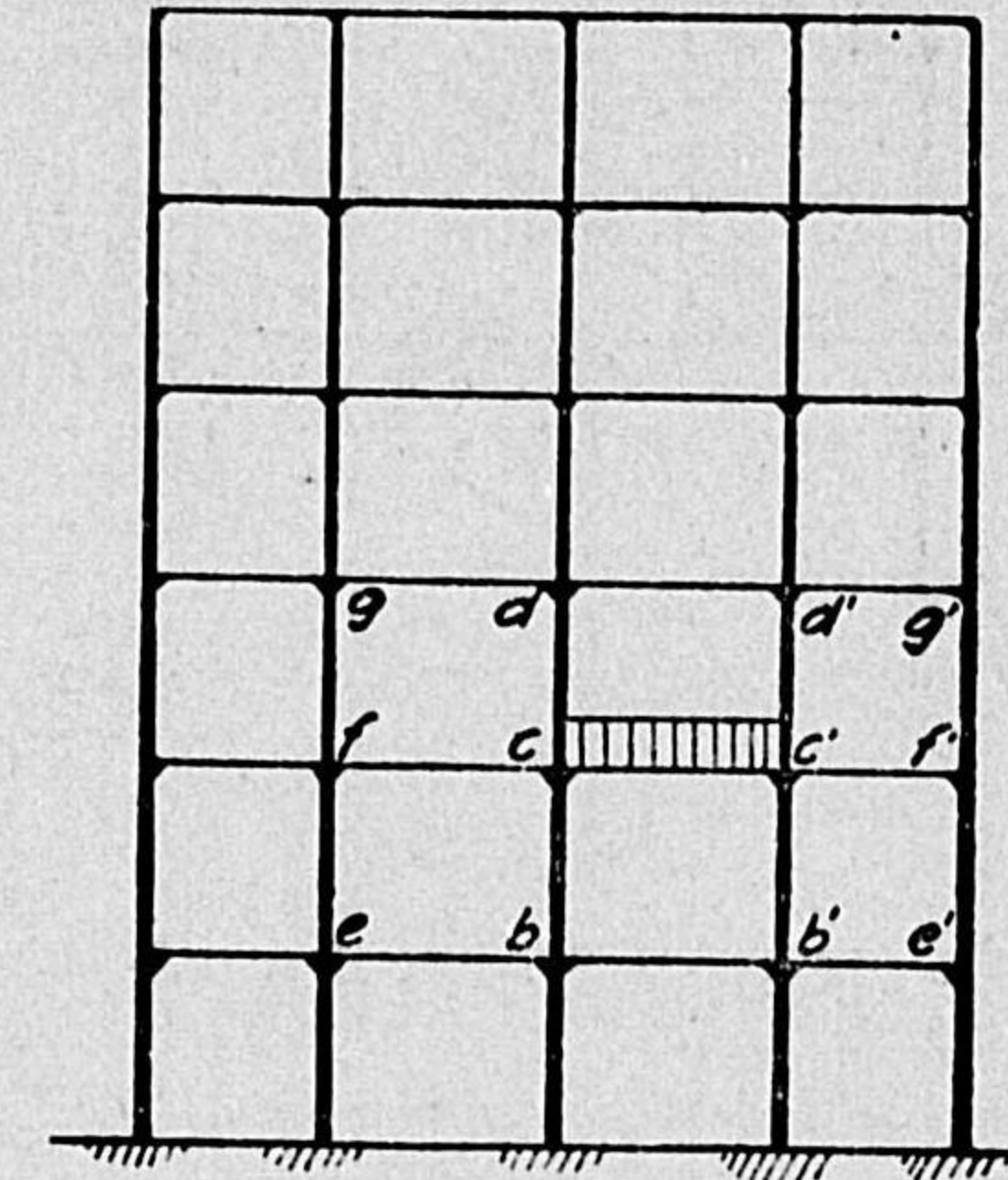


Fig. - 238

鐵筋混凝土高層建築は各層連續床を支持するに多數の支柱を用ひ全體として一種の架構を形成して居る。而して此の場合に於ける設計荷重法は Fig.-238 に表はせるが如く偏心的で有る。此の如き荷重法に於ては床に起る彎曲率最大にして同時に又支柱を彎曲せしむることも最大で有る。然るに支柱斷面の惰性率は床斷面の惰性率に比し一般に小なること普通なるを以て支柱の彎曲率は必ずしも少くない、従て床版  $of, o'f'$  に於ける彎曲率は支柱  $ob$  及  $od$  の彎曲率により少なからざる影響を被むるもので有る。實地に在りては此の點に注意を拂ふもの少なく支柱は彎曲すること極めて少量なるものと假定せらるゝのが普通である。此の如き假定は鐵筋混凝土高層建築の下層に於ける支柱に對しては或は可ならんも、上層に於ける支柱に對しては不合理である、何となれば下層支柱の直徑は一般に極めて大

なれども上層支柱に於ては其の断面は床断面に比し極めて小なる爲である。本題の場合を全然理論的に解くこと容易でない、然れども之れを實地

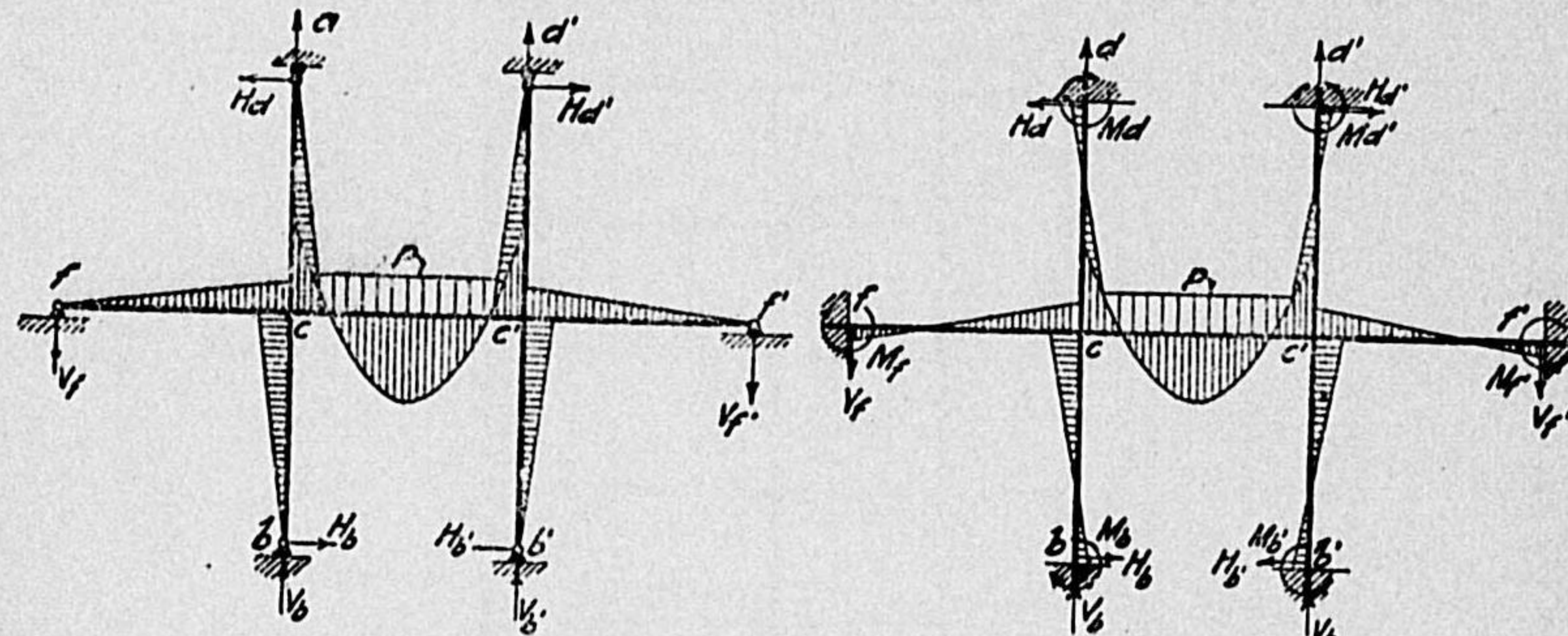


FIG.-239

上の見地より見るときは其の解法必ずしも困難でない、何となれば荷重を  $cd'$  上加へたる場合に起る床版  $dg, d'g'$  及び  $be, b'e'$  の彎曲率は極めて小にして、普通建築に在りては之れを度外するも毫も差支なき程度のものである、之れを換言すれば支柱  $bc, cd$  等は實際上  $b$  及び  $d$  點に於て固定状態に近きものとの意に外ならない。今若し床版の厚さが薄くして支柱を固定の状態に置くこと能はざる場合には、支柱の彎曲率は其の端が固定せる場合と鉸留せる場合との中間に在るものと假定することが出来る。

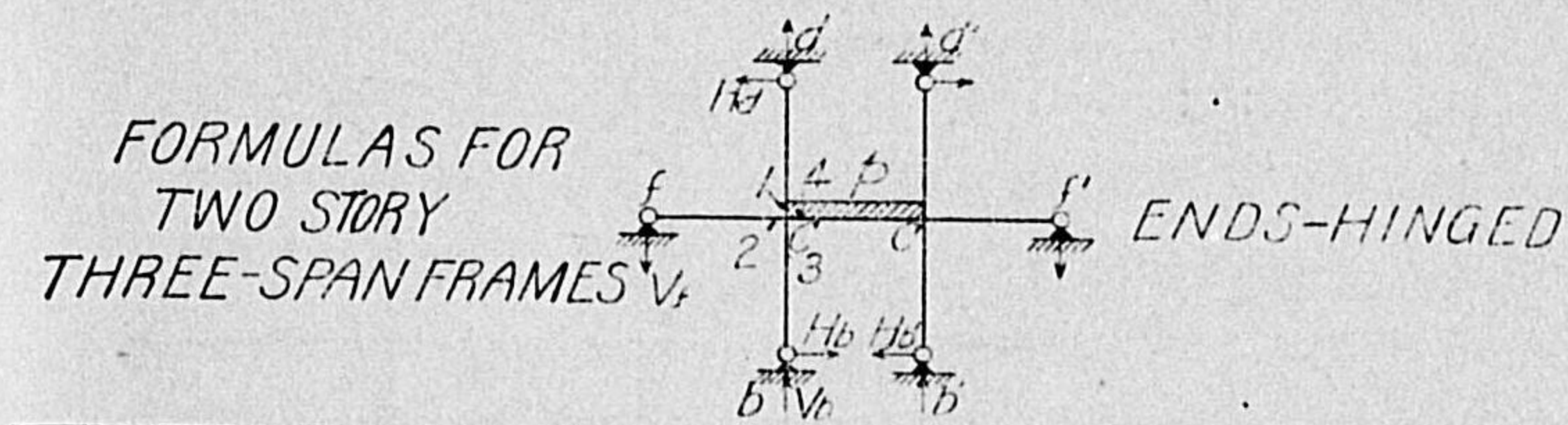
以上の假定を用ゆれば本題は理論的に之れを解くことが出来る。FIG.-239 に掲げたる 2 種類は其の解法の要諦たる單位構造で結果式は高層建築の實際に應用することが出来る。

FIG.-239 の各々に對し理論的解法を施設した結果は次ぎの 2 表に示せるが如し。

FIG.-240 は桁端及柱端共固定せる場合に於ける二階三徑間架構の柱彎曲率係數圖である、圖の如く中央徑間上のみ等に布荷重を加へたる時下階

第八十三表

(柱端及桁端共鉸を有する場合)



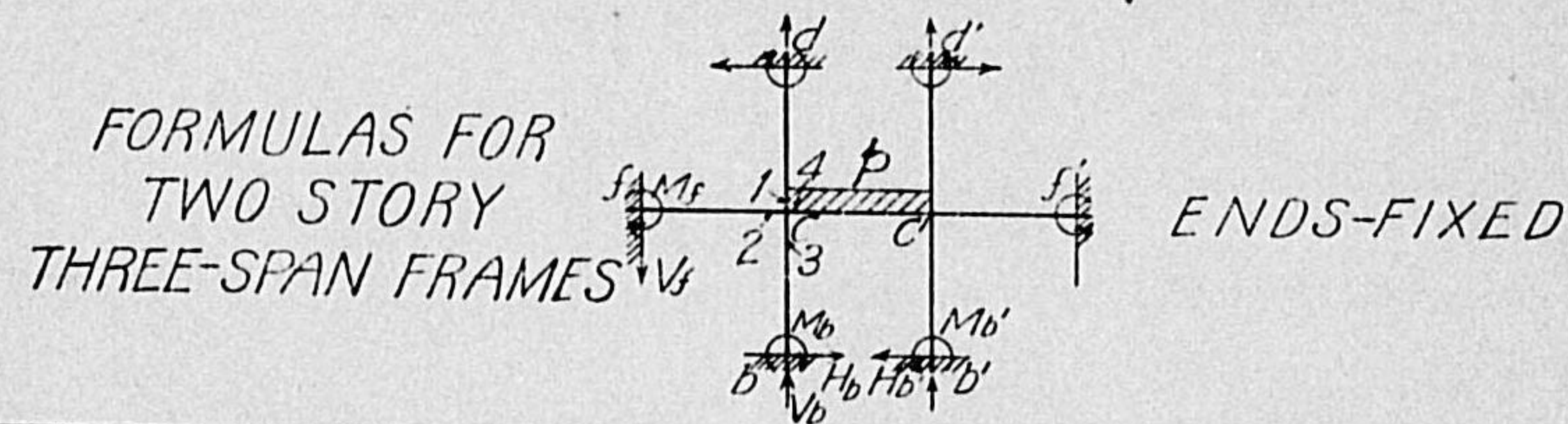
FORMULAS FOR TWO STORY THREE-SPAN FRAMES  $V_1$

	GENERAL CASE (a)	SPECIAL CASE (b) $l_{cc'}=l_{bc}=l, l_{cc'}=l_{bc}$	SPECIAL CASE (c)
$H_b$	$\frac{1}{l_{cc'}(3+3\frac{h_{bc}l_{cd}}{h_{cd}l_{bc}}+3\frac{h_{bc}l_{bc}}{l_{cc'}l_{bc}}+2\frac{h_{bc}l_{cc'}}{l_{cc'}l_{bc}})}$	$\frac{1}{l(3+3\frac{h_{bc}l_{cd}}{h_{cd}l_{bc}}+5\frac{h_{bc}l_{cc'}}{l_{bc}l_{cc'}})}$	$\frac{pl}{4} \frac{pl}{4l}$
$H_d$	$\frac{1}{l_{cc'}(3+3\frac{h_{cd}l_{bc}}{h_{cd}l_{bc}}+3\frac{h_{cd}l_{cc'}}{l_{cc'}l_{cc'}}+2\frac{h_{cd}l_{cc'}}{l_{cc'}l_{cc'}})}$	$\frac{1}{l(3+3\frac{h_{cd}l_{bc}}{h_{bc}l_{cd}}+5\frac{h_{cd}l_{cc'}}{l_{cc'}l_{cc'}})}$	$\frac{pl}{4} \frac{pl}{4l}$
$V_f$	$\frac{1}{l_{cc'}(3+3\frac{l_{cd}l_{cd}}{h_{cd}l_{cc'}}+3\frac{l_{cd}l_{cc'}}{h_{bc}l_{cc'}}+2\frac{l_{cd}l_{cc'}}{l_{cc'}l_{cc'}})}$	$\frac{1}{5+3\frac{l_{cd}}{h_{cd}l_{cc'}}+3\frac{l_{cc'}}{h_{bc}l_{cc'}}}$	$\frac{pl}{4} \frac{pl}{4l}$
$V_b$	$\frac{6+\frac{l_{cc'}}{l_{cc'}}+6\frac{l_{cd}l_{cd}}{h_{cd}l_{cc'}}+6\frac{l_{cd}l_{cc'}}{h_{bc}l_{cc'}}+4\frac{l_{cd}l_{cc'}}{l_{cc'}l_{cc'}}}{3+3\frac{l_{cd}l_{cd}}{h_{cd}l_{cc'}}+3\frac{l_{cd}l_{cc'}}{h_{bc}l_{cc'}}+2\frac{l_{cd}l_{cc'}}{l_{cc'}l_{cc'}}}$	$\frac{11+6\frac{l_{cd}}{l_{cc'}}(\frac{l_{cd}}{h_{cd}}+\frac{l_{cc'}}{h_{bc}})}{5+3\frac{l_{cd}}{l_{cc'}}(\frac{l_{cd}}{h_{cd}}+\frac{l_{cc'}}{h_{bc}})}$	$\frac{pl}{8} \frac{pl}{2380}$
$M_1$	$\frac{1}{3+3\frac{h_{cd}l_{bc}}{h_{bc}l_{cd}}+3\frac{h_{cd}l_{cc'}}{l_{cc'}l_{cd}}+2\frac{h_{cd}l_{cc'}}{l_{cc'}l_{cd}}}$	$\frac{1}{3+3\frac{h_{cd}l_{bc}}{h_{bc}l_{cd}}+5\frac{h_{cd}l_{cc'}}{l_{cc'}l_{cd}}}$	$\frac{pl^2}{4} \frac{pl^2}{4l}$
$M_2$	$\frac{1}{3+3\frac{l_{cd}l_{cd}}{h_{cd}l_{cc'}}+3\frac{l_{cd}l_{cc'}}{h_{bc}l_{cc'}}+2\frac{l_{cd}l_{cc'}}{l_{cc'}l_{cc'}}}$	$\frac{1}{5+3\frac{l_{cd}}{l_{cc'}}(\frac{l_{cd}}{h_{cd}}+\frac{l_{cc'}}{h_{bc}})}$	$\frac{pl^2}{4} \frac{pl^2}{4l}$
$M_3$	$\frac{1}{3+3\frac{h_{cd}l_{bc}}{h_{cd}l_{bc}}+3\frac{h_{cd}l_{cc'}}{l_{cc'}l_{bc}}+2\frac{h_{cd}l_{cc'}}{l_{cc'}l_{bc}}}$	$\frac{1}{3+3\frac{h_{cd}l_{bc}}{h_{cd}l_{bc}}+5\frac{h_{cd}l_{cc'}}{l_{cc'}l_{bc}}}$	$\frac{pl^2}{4} \frac{pl^2}{4l}$
$M_4$	$M_1 + M_2 + M_3$	$M_1 + M_2 + M_3$	$\frac{pl^2}{32l}$

$M_4 = \text{Bending moment at 4}$

第八十四表

(柱端及桁端共に固定の場合)



	GENERAL CASE (a)	SPECIAL CASE (b) $l_{cc'}=l_{sc}=l$ $l_{cc'}=l_{sc}$	SPECIAL CASE (c)
$M_b$	$\frac{1}{2+2\frac{h_{bc}l_{sc}}{l_{sc}l_{bc}}+2\frac{h_{bc}l_{cd}}{h_{cd}l_{bc}}+\frac{h_{bc}l_{cc'}}{l_{cc'}l_{bc}}}$ $\frac{Pl_{cc'}^2}{12}$	$\frac{1}{2+2\frac{h_{bc}l_{cd}}{h_{cd}l_{bc}}+3\frac{h_{bc}l_{cc'}}{l_{bc}l_{cd}}}$ $\frac{Pl^2}{12}$	$\frac{Pl^2}{84}$
$M_d$	$\frac{1}{2+2\frac{h_{cd}l_{sc}}{l_{sc}l_{cd}}+2\frac{h_{cd}l_{bc}}{h_{bc}l_{cd}}+\frac{h_{cd}l_{cc'}}{l_{cc'}l_{cd}}}$ $\frac{Pl_{cc'}^2}{12}$	$\frac{1}{2+2\frac{h_{cd}l_{bc}}{h_{bc}l_{cd}}+3\frac{h_{cd}l_{cc'}}{l_{cd}l_{bc}}}$ $\frac{Pl^2}{12}$	$\frac{Pl^2}{84}$
$M_f$	$\frac{1}{2+2\frac{l_{sc}l_{bc}}{h_{bc}l_{sc}}+2\frac{l_{sc}l_{cd}}{h_{cd}l_{sc}}+\frac{l_{sc}l_{cc'}}{l_{cc'}l_{bc}}}$ $\frac{Pl_{cc'}^2}{12}$	$\frac{1}{2\frac{l}{l_{cc'}}(\frac{l_{bc}}{h_{bc}}+\frac{l_{cd}}{h_{cd}})+3}$ $\frac{Pl^2}{12}$	$\frac{Pl^2}{84}$
$H_b$	$\frac{1}{\frac{h_{bc}(2+2\frac{h_{bc}l_{sc}}{l_{sc}l_{bc}}+2\frac{h_{bc}l_{cd}}{h_{cd}l_{bc}}+\frac{h_{bc}l_{cc'}}{l_{cc'}l_{bc}})}$ $\frac{Pl_{cc'}}{4}$	$\frac{1}{\frac{h_{bc}(2+2\frac{h_{bc}l_{cd}}{h_{cd}l_{bc}}+3\frac{h_{bc}l_{cc'}}{l_{bc}l_{cd}})}$ $\frac{Pl}{4}$	$\frac{Pl}{28}$
$H_d$	$\frac{1}{\frac{h_{cd}(2+2\frac{h_{cd}l_{sc}}{l_{sc}l_{cd}}+2\frac{h_{cd}l_{bc}}{h_{bc}l_{cd}}+\frac{h_{cd}l_{cc'}}{l_{cc'}l_{cd}})}$ $\frac{Pl_{cc'}}{4}$	$\frac{1}{\frac{h_{cd}(2+2\frac{h_{cd}l_{bc}}{h_{bc}l_{cd}}+3\frac{h_{cd}l_{cc'}}{l_{cd}l_{bc}})}$ $\frac{Pl}{4}$	$\frac{Pl}{28}$
$V_f$	$\frac{1}{\frac{l_{sc}(2+2\frac{l_{sc}l_{bc}}{h_{bc}l_{sc}}+2\frac{l_{sc}l_{cd}}{h_{cd}l_{sc}}+\frac{l_{sc}l_{cc'}}{l_{cc'}l_{sc}})}$ $\frac{Pl_{cc'}}{4}$	$\frac{1}{3+2\frac{l}{l_{cc'}}(\frac{l_{bc}}{h_{bc}}+\frac{l_{cd}}{h_{cd}})}$ $\frac{Pl}{4}$	$\frac{Pl}{28}$
$V_b$	$\frac{1}{\frac{4+\frac{l_{cc'}+4\frac{l_{sc}l_{bc}}{h_{bc}l_{sc}}+4\frac{l_{sc}l_{cd}}{h_{cd}l_{sc}}+2\frac{l_{sc}l_{cc'}}{l_{cc'}l_{sc}}}{2+2\frac{l_{sc}l_{bc}}{h_{bc}l_{sc}}+2\frac{l_{sc}l_{cd}}{h_{cd}l_{sc}}+\frac{l_{sc}l_{cc'}}{l_{cc'}l_{sc}}}}$ $\frac{Pl_{cc'}}{8}$	$\frac{1}{\frac{7+4\frac{l}{l_{cc'}}(\frac{l_{bc}}{h_{bc}}+\frac{l_{cd}}{h_{cd}})}{2\frac{l}{l_{cc'}}(\frac{l_{bc}}{h_{bc}}+\frac{l_{cd}}{h_{cd}})+3}}$ $\frac{Pl}{8}$	$\frac{15Pl}{36}$
$M_1$	$2M_d$	$2M_d$	$\frac{Pl^2}{42}$
$M_2$	$2M_f$	$2M_f$	$\frac{Pl^2}{42}$
$M_3$	$2M_b$	$2M_b$	$\frac{Pl^2}{42}$
$M_4$	$2(M_b+M_f+M_d)$	$2(M_b+M_f+M_d)$	$\frac{42.3Pl^2}{42}$

柱の頭部彎曲率を  $\alpha p l^2$  にて表はし、上階柱脚部の彎曲率を  $\beta p l^2$  にて示してある。 $\alpha$  の値は  $I_{bc}$  の減少に従つて減却し又  $\beta$  の値は  $I_{cd}$  の減少に伴つて減却すべき事豫期の如くである、Fig.-240 は大體實地の場合を想定し階高は徑間長の 1/2 と假定せる場合である。

今上下階共柱の大きさを同一とせば  $\beta$  の値は約 1/54,  $\alpha$  は 1/36 乃至 1/50 附近である。然るに上階柱の断面慣性率を下階柱の半値とせば  $\beta$  は平均 1/65,  $\alpha$  の値は 1/30 乃至 1/45 となる。

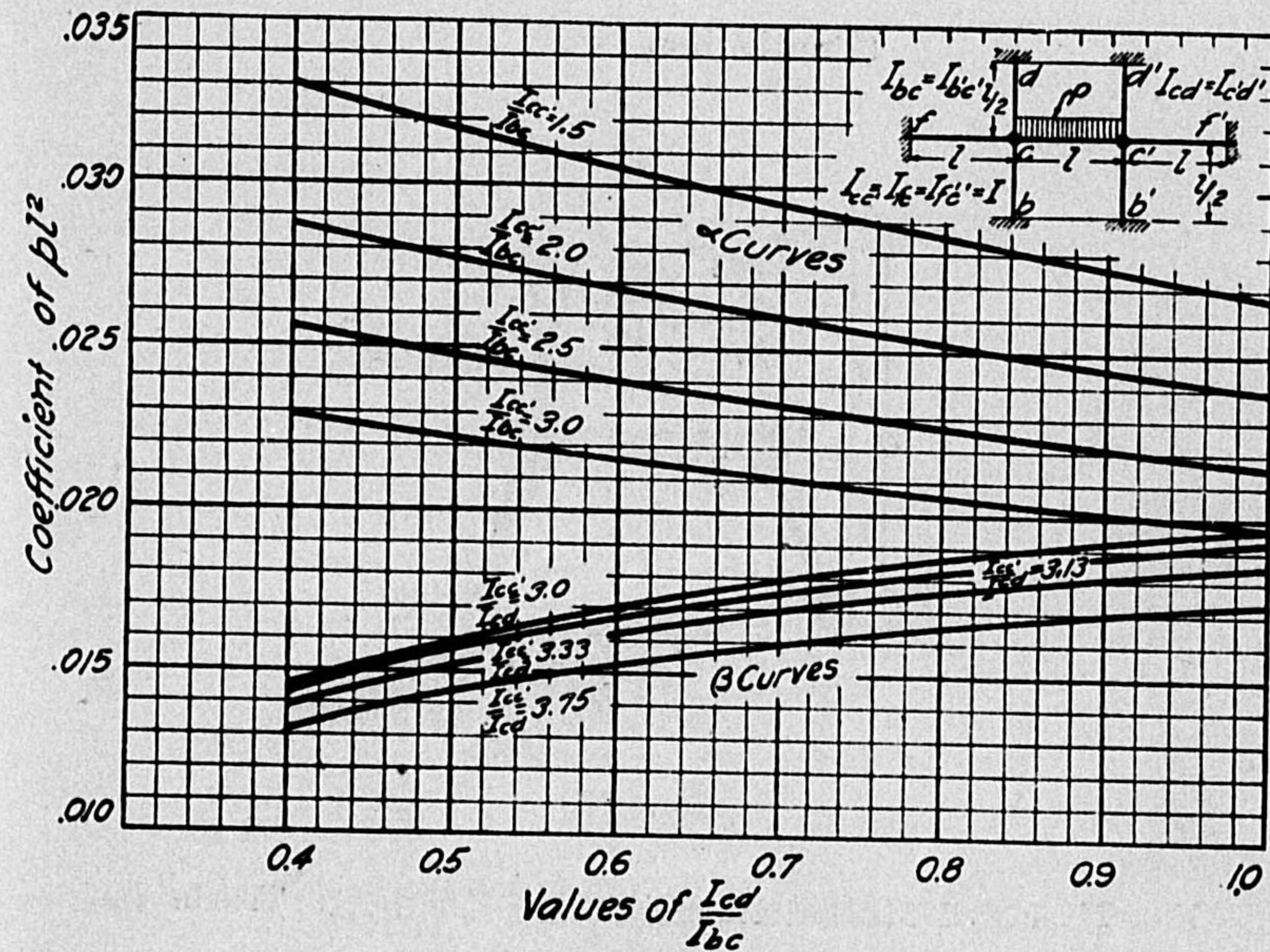


Fig.-240

二階三徑間架構に於て下階柱の上端及上階柱の  
下端に働く彎曲率係數圖



本架構は一般に不静定力の數鉸端の時 9 個、固定端の時 15 であるが對照架構なる場合其の數は著しく減少される。以上の解法に當り  $b$  點及び  $d$  點に働く垂直反力を同量と假定したが彎曲率算定上には何等の影響を及ぼさない。

第九十二節 水平繫材を有する架臺

(Trestle Bent with Tie)

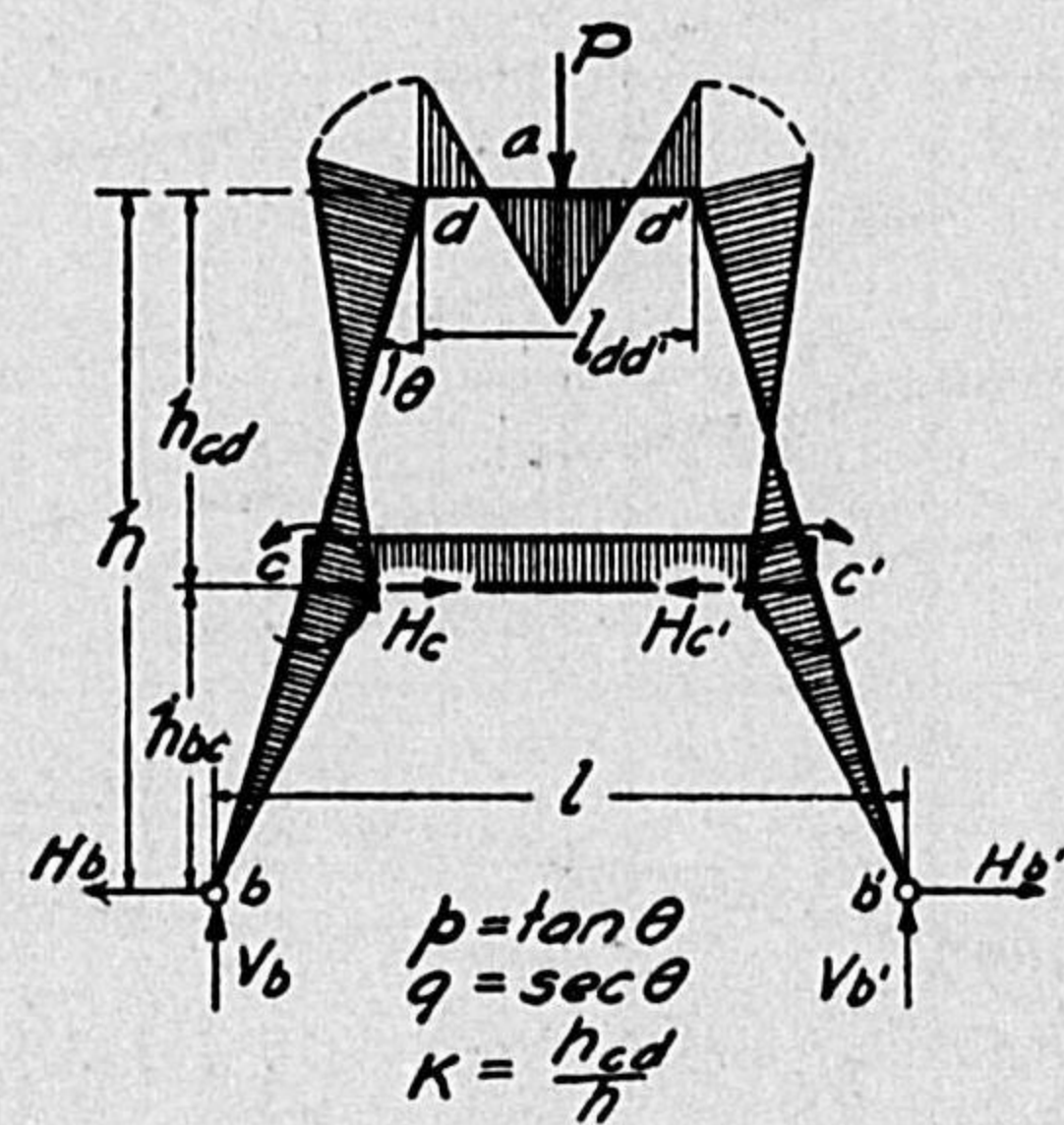


FIG.-241

FIG.-241 に示せるは鐵道又は橋梁等に屢々採用さるる Trestle 構造であつて、A-Frame と稱し得べき型式である。一般に不静定力 4 個を有するものであるが對照架構なる爲め 3 個に減じ得る。今次ぎの如く符號を追加せば次表を得べし。

$$p = \tan \theta \quad q = \sec \theta$$

部材	慣性率	部材に於ける彎曲率	$\frac{\partial M}{\partial H_b}$	$\frac{\partial M}{\partial H_c}$	$\frac{\partial M}{\partial M_{cc'}}$
$bc$	$I_{bc}$	$V_b p y - H_b y$	$-y$	0	0
$cc'$	$I_{cc'}$	$V_b p y - H_b y - H_c(y - l_{cc'}) + M_{cc'}$	$-y$	$-(y - l_{cc'})$	+1
$cd$	$I_{cd}$	$M_{cc'}$	0	0	+1
$da$	$I_{da}$	$V_b x - H_b h - H_c h a + M_{cc'}$	$-h$	$-h a$	+1
$ad'$	$I_{ad'}$	$V_b x - H_b h - H_c h a - P(x - l_{ad'}) + M_{cc'}$	$-h$	$-h a$	+1

Castigliano 氏原理により條件式を作り、積分し解き得たる結果を簡単にし整約する時は次ぎの結果式を得べし。

$$M_{cc'} = \frac{\frac{h l q a'}{I_{cd} I_{ad'}}}{\frac{h l q a' l_{cc'} (3 l_{bc} + 2 l_{cc'} + 3 l_{cd})}{I_{cd} I_{ad'} l_{cc'} (q h (1-K))} + \frac{2 l_{cc'} + 3 l_{cd}}{l_{cc'} q K h} + \frac{q K h^2 l_{cc'} (3 l_{bc} + 2 l_{cc'} + 4 l_{cd})}{2 I_{cd} l_{cc'} (q h (1-K))} + \frac{2 l_{cc'} + 4 l_{cd}}{l_{cc'} q h K}} \frac{P l q a'}{8}$$

$$H_c = \frac{\frac{l_{ad'} l_{cc'} [l_{bc} (3-2K) + 1 + \frac{h l_{cc'}}{l_{cd} l_{cc'}}]}{l_{ad'} l_{cc'} [l_{cd} 2 q (1-K)^2 + q K + l_{cd} l_{cc'}]}}{\frac{h l q a' l_{cc'} (3 l_{bc} + 2 l_{cc'} + 3 l_{cd})}{I_{cd} I_{ad'} l_{cc'} (q h (1-K))} + \frac{2 l_{cc'} + 3 l_{cd}}{l_{cc'} q K h} + \frac{q K h^2 l_{cc'} (3 l_{bc} + 2 l_{cc'} + 4 l_{cd})}{2 I_{cd} l_{cc'} (q h (1-K))} + \frac{2 l_{cc'} + 4 l_{cd}}{l_{cc'} q K h}} \frac{3 P l q a'}{8 K h}$$

$$H_b = \frac{\frac{l_{ad'} l_{cc'} (3 l_{ad'} l_{bc} - 3 P l_{bc} - 3 P) - 2 P h}{l_{ad'} l_{cc'} (8 q h (1-K) l_{cd} - q K) l_{cd}} - \frac{P h [l_{cc'} (3 K l_{bc} + 2) + q h K]}{l_{cd} l_{cc'} (2 l_{cc'} (1-K) l_{cd} + 2) + q h K}}{\frac{h l q a' l_{cc'} (3 l_{bc} + 2 l_{cc'} + 3 l_{cd})}{I_{cd} I_{ad'} l_{cc'} (q h (1-K))} + \frac{2 l_{cc'} + 3 l_{cd}}{l_{cc'} q K h} + \frac{q K h^2 l_{cc'} (3 l_{bc} + 2 l_{cc'} + 4 l_{cd})}{2 I_{cd} l_{cc'} (q h (1-K))} + \frac{2 l_{cc'} + 4 l_{cd}}{l_{cc'} q K h}} \frac{P}{2}$$

$M_{cc'}$ ,  $H_b$  及  $H_c$  の値を知る時は、此の架構の任意點に働く應力は容易に算定する事が出来る。今 FIG.-241 に於て

$$\theta = 0, \quad I_{bc} = 0, \quad l_{bc} = 0$$

とせば第 86 節其五の場合となりて FIG.-222 と合致す、而して  $M_{cc'}$  及  $H_b$  の諸式は (204), (205) と同式となる。

### 第九十三節 水平荷重を受くる 單架構及水槽

以上論述し來つたものは凡て垂直荷重を受けたる場合のみであつた。然し實際設計上には地震、風壓又は機關車制動等より來る水平荷重を受くる

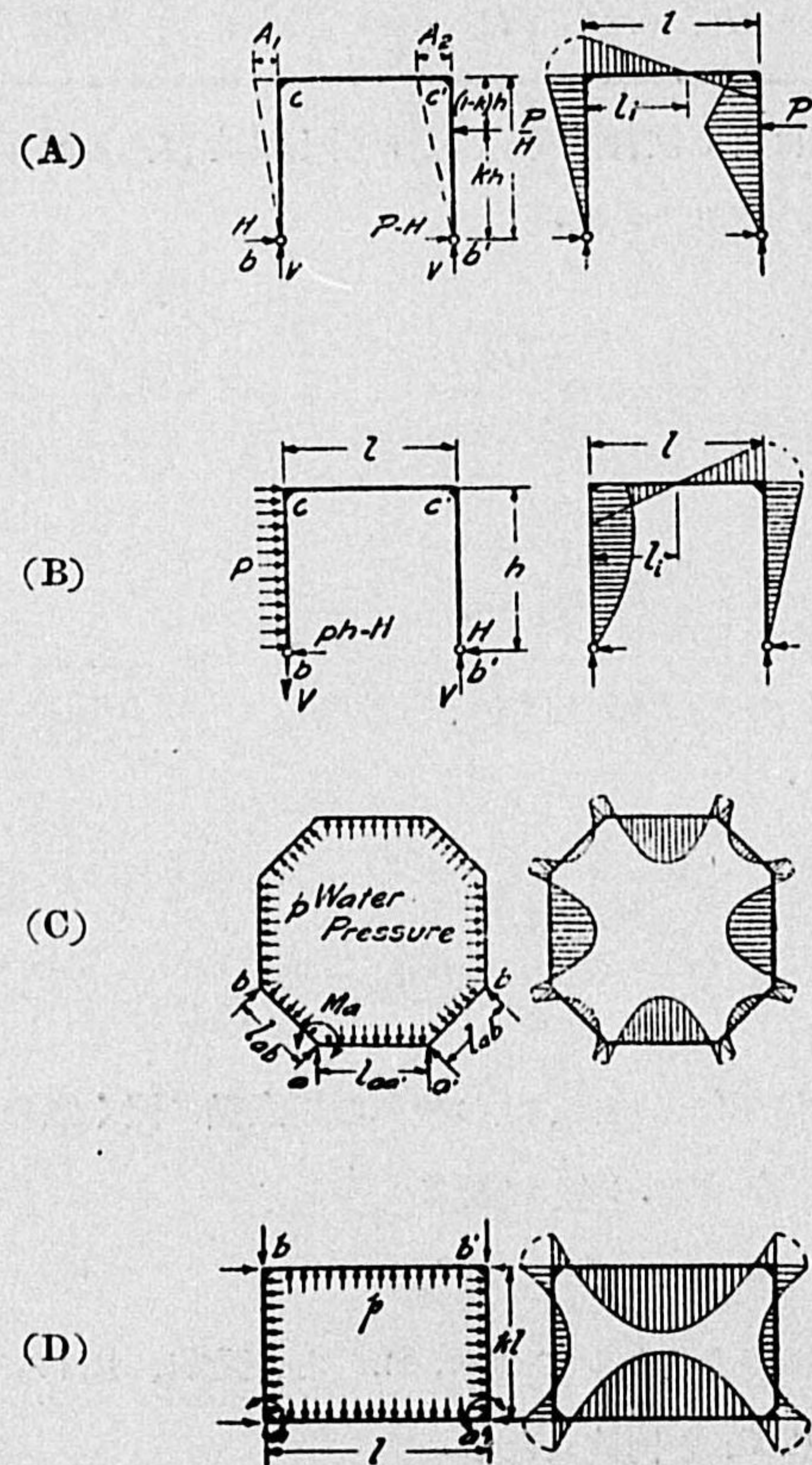


FIG.-242

場合が少くない、次に數種の簡単な架構に於ける水平荷重の影響を述べよう。先づ FIG.-242 (A) に対しては

$$H = \frac{k[3 + (3 - k^2)\phi] P}{2(3 + 2\phi)}$$

$$l_i = \frac{3 + (3 - k^2)\phi l}{2(3 + 2\phi)}$$

以上に於て  $\phi = \frac{hI_{cc'}}{lI_{bc}}$  である。

(B) 圖に対しては、

$$H = \frac{6 + 5\phi}{3 + 2\phi} \frac{ph}{8}$$

$$l_i = \frac{3}{4} \frac{2 + \phi}{3 + 2\phi} l$$

(C) 圖に対しては、

$$M_a = - \frac{l_{aa'}^3 + l_{ab}^3 m}{l_{aa'} + l_{ab} m} \frac{p}{2}$$

茲に  $m = \frac{I_{aa'}}{I_{ab}}$  とす

(D) 圖に対しては Corner moment  $M_a$  は次ぎの値となる。

$$M_a = - \frac{1 + k^3 m}{1 + km} \frac{pl^2}{12}$$

## Part II

## 第九十四節 Slope-Deflection 法

1. 概論 一般に桁を論ずるとき吾人は其の兩端の状態に關し 2 つの場合を考へる、即ち Free support と Fixed との兩者である。不靜定構に於ける部材端の状態は必ずしも此の兩者に限らない、接續部材の剛度に應じ所謂 Partial fixity の場合となる。

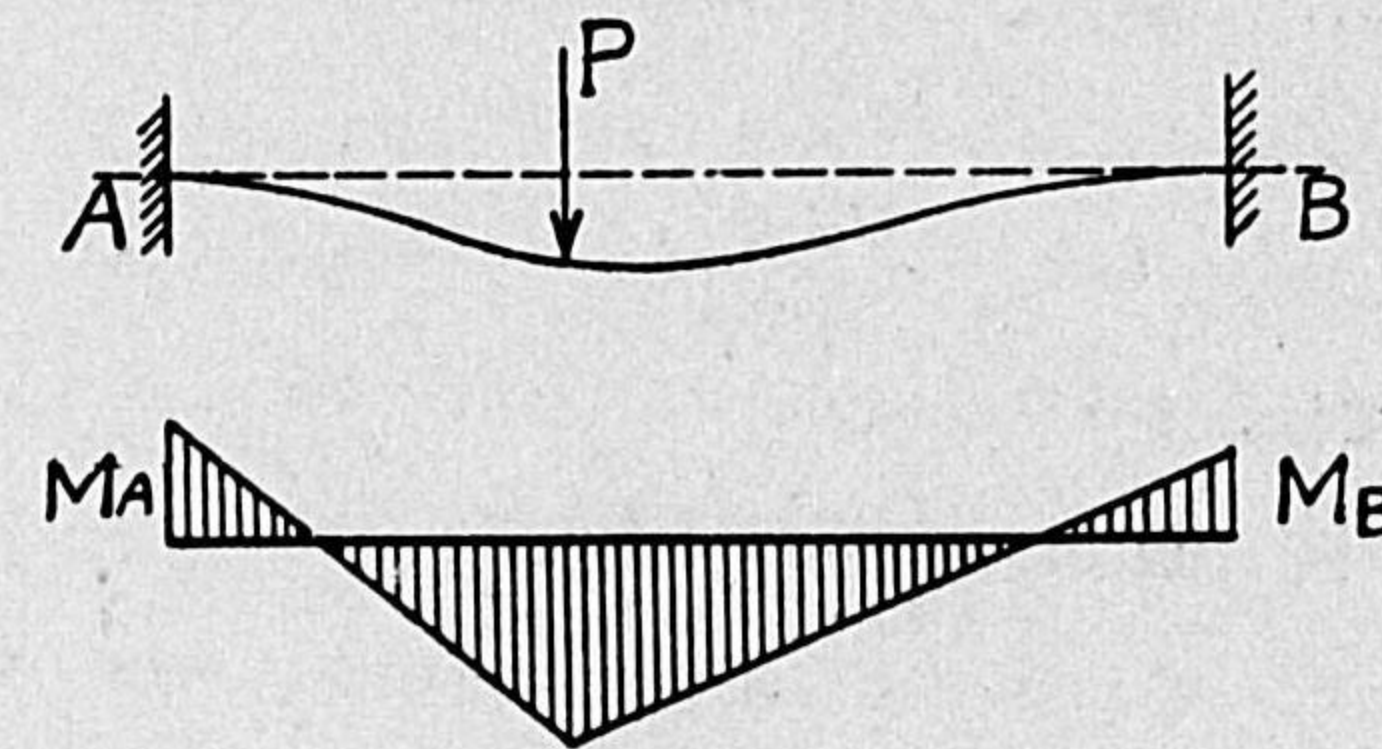


Fig. -243

今 Fig.-243 に於て任意の桁材 AB は、其の兩端が如何なる程度の Restraint であらうとも、その End moments  $M_A$  と  $M_B$  とを知り得るや否や此の桁各部の曲率率は全部明瞭となる。此等の End moments は次きの 3 項によりて變化する。

- (1) 荷重の位置及量
- (2) 桁の兩端に於ける切線の廻轉度
- (3) 兩支端の Relative displacement.

荷重は如何なる場合にも既定である、切線の Rotation は結局 Slope を與へ、支端の關係變位は Deflection に過ぎない、而して如何に複雑せる架構でも桁材や柱材の結合剛節せられたものであるから、構成部材端の

Slope と Relative displacement を知り得れば架構の解法は可能である。Slope-deflection 法は此の如くにして生れその應用の範圍が擴張された。然し著者は本書に於て Slope-deflection 法の細説や應用例の掲記を目的として居ない、それは別に専門書\* に譲る事にする。唯茲に本法を説き注意を喚起したい事は、前述せる Castigliano 氏理論が合理的ではあるが不靜定力 4 個以上の複雑架構に對しては實用上著しく不便である、何となれば 4 個の不靜定力に對し一般條件式 4 組の各項數 24 にも上るからである。

Slope-deflection 法は如何に複雑せる架構でも、先づその構造主體を分割して比較的單純な Partially restrained beams となし、撓角の變化と撓度との關係項と固定端梁の既知彎曲率とに代へて方程式を成立せしめて不靜定力を算定する方法である。然しそれとても亦理論に過ぎぬから實際上の運用に當り複雑なる架構では結局高率の機械計算器により數日を費すに非ざれば結果に達し得ないものも少くない。

斯く觀じ來れば一般建築架構の如き頗る複雑なる組織に對しては Slope-deflection 法も亦満足し得ない事となる。そこで著者は此の方法により高層にして相當複雑なる建築架構を解き各階の柱や梁に起る反曲點の位置や彎曲率を理論的に定め、その一般的傾向性質を研め設計々算上の實用に資せんとするものである。

\* Analysis of Statically Indeterminate Structures by the Slope-Deflection Method by Wilson, Richart and Weiss; University of Illinois Bulletin 108, 1918 年

Statically Indeterminate Stresses by Parcel and Maney, 1926 年  
架構新論 (鷹部屋福平博士著)

Berechnung statisch unbestimmter Systeme bei Strassner, 1921 年  
Die statisch unbestimmten Systeme des Eisen und Eisenbetonbaues bei Hartmann, 1922 年

Die Statik des ebenen Tragwerkes, Grüning 1925 年

### 2. Slope-Deflection 法\* の基本理論

本解法の基本理論は Mohr(獨) 及 Greene(米) 兩教授の發表(1868年)に係る Moment-area principle の應用に過ぎぬ。今  $M$  を以て部材に働く彎曲率、 $E$  を材料の弾率、 $I$  をその斷面慣性率とせば次の如し。

#### Mohr-Greene 氏理論

- (1) 梁材又は柱材(以下單に部材と稱す)が彎曲せる場合に、その彈曲線 (Elastic curve) 上任意の 2 點間の Slope の差即ち撓角は、大きさに於て該 2 點間にある部材に對する  $\frac{M}{EI}$  圖の面積に等しい。
- (2) 部材が彎曲せる場合に、其の彈曲線上にある任意の 1 點  $A$  が他の任意點  $B$  に於ける切線 (Tangent) より撓距は、大きさに於て該 2 點間の  $\frac{M}{EI}$  圖の  $A$  點に關する靜力率に等しい。

(茲に撓距は部材の彎曲前の位置に對し直角なる方向に測るものとす) その部材に於て  $E$  と  $I$  とが一定數であるならば  $\frac{M}{EI}$  圖は結局形に於て彎曲率と同一である。以上の理論を證明すること次の如し。

Fig.-244 (a) に於て  $AB$  は部材の彈曲線、同圖  $mn$  はその部材の微長  $ds$  を示し此の  $ds$  が曲率中心點  $O$  に於て張る角度は  $d\theta$  である。然る時は中軸面から  $c$  なる距離にある纖維の Linear deformation は  $cd\theta$  であ

\* 剛節架構の理論的解法の刺戟によつて Slope-Deflection 法は其の應用範圍を擴めて來た、その着想と應用とは實に G.A. Maney 氏に始まつたものである。我國では一般に Wilson 教授法として知られて居るが大正 2 年同窓 Maney 氏が得たる同法を Wilson 教授が階數 20 階なる Office building の解法に應用して "Wind Stresses in the Steel Frames of Office Buildings" (Bulletin No. 80, University of Illinois) の共著となつたものである。その後 Wilson 教授は同法の應用を大に擴張し當時の學生 Richart (現大學教授) Weiss 兩氏をして多數の問題を研究せしめその結果同校 Bulletin No. 108 の共著となり同法の應用を世界に紹介した、茲に記述する處は Wilson 教授の與へた符號法と解式とである。

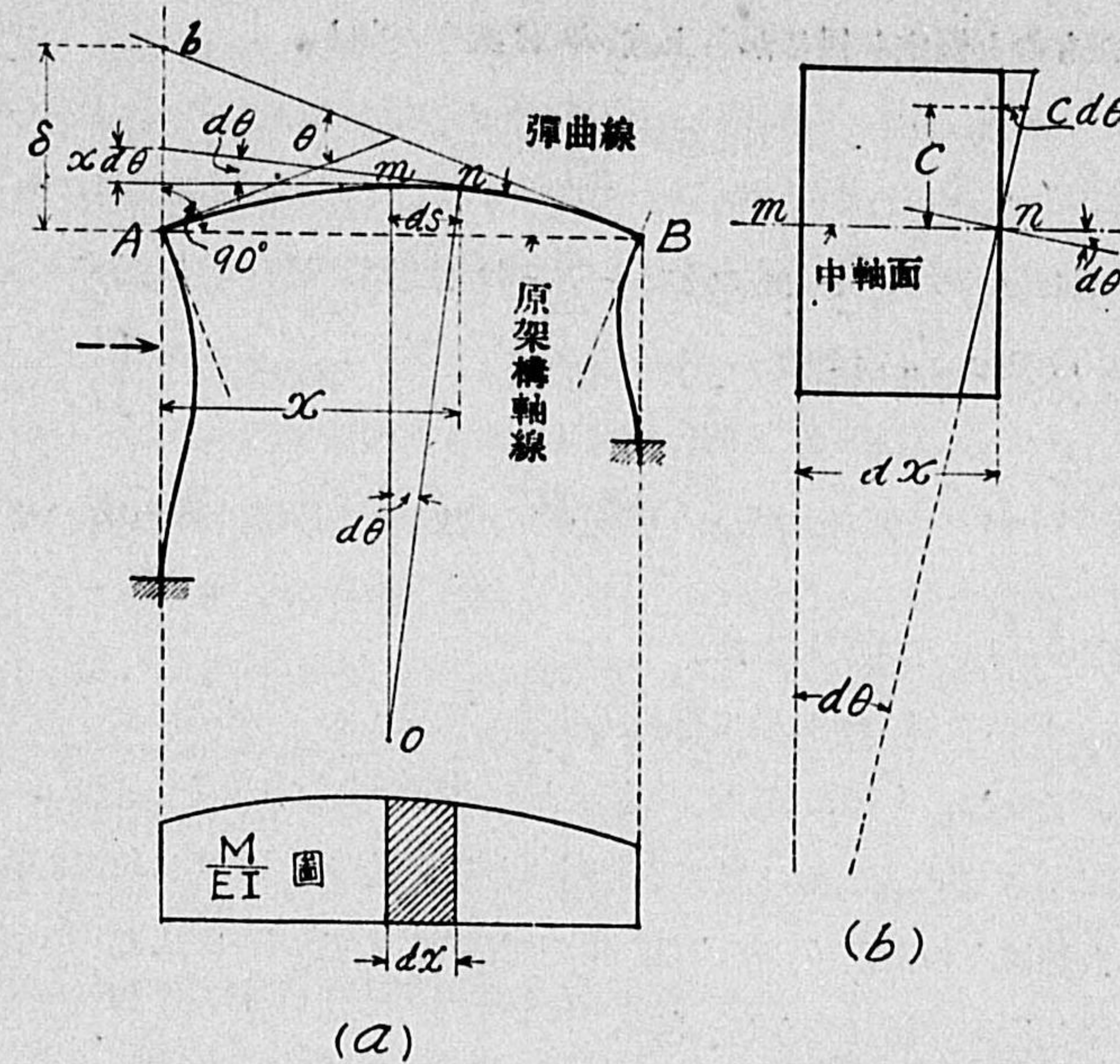


Fig.-244

るから、同一纖維の Unit deformation は  $\frac{cd\theta}{ds}$  となる。従つて維應力 (f) は次式の如し、

$$f = \frac{Mc}{I}$$

又 Hook の法則から  $E = \text{Stress} \div \text{Strain}$  と云ふ關係によつて、

$$E = \frac{Mc}{I} \times \frac{1}{\frac{cd\theta}{ds}} \quad \text{即ち} \quad d\theta = \frac{M}{EI} ds$$

吾人が一般に土木建築の構造物に應用する範圍内では彈曲線の曲率や Slope は頗る小であるから  $ds$  に代ゆるに  $dx$  を以てしても工學上誤差\*

\* 此の理論は彎曲後部材軸長の伸縮を來すものや變形の大きなものには應用する事を得ない、Slope-Deflection 法は其の應用に當り此の點に特別の注意を要する事を忘れてはならぬ。

を生ぜぬものと假定し得るから上式  $d\theta$  は下記の如し、

$$d\theta = \frac{M}{EI} dx$$

Fig.-244 (a) の  $\frac{M}{EI}$  圖に於て  $\frac{M}{EI} dx$  は即ち微長  $dx$  に對する同圖である。従つて彈曲線上の  $A, B$  2 點間の  $\frac{M}{EI}$  圖の面積は  $\int_A^B \frac{M}{EI} dx$  となる即ち

$$\theta = \int d\theta = \int_A^B \frac{M}{EI} dx \dots \dots \dots (211)$$

茲に理論 (1) は證明し得た。

次に Fig.-244 (a) に於て部材彈曲線の微長 ( $ds$ ) の兩端に於ける切線を左方に延長し、 $A$  點に於ける垂直線との交點を求めればその距離は  $x d\theta$  で微區間  $ds$  間の彈曲線に對する撓距である、従つて  $B$  點に於て彈曲線に畫いた切線との交點  $b$  と  $A$  點間の垂直距離  $\delta$  は  $A, B$  2 點間の彈曲線に對する撓距の總和である、即ち

$$\delta = \int_b^A x d\theta = \int_A^B \frac{Mx}{EI} dx \dots \dots \dots (212)$$

Fig.-244 (a) に示す  $\frac{M}{EI}$  圖を見るに  $\frac{M}{EI} dx$  は長さ  $dx$  に對する微面積で、 $x \frac{M}{EI} dx$  は即ち  $A$  點に關する此の微面積の靜力率を表はす。

故に  $A, B$  兩點間の  $\frac{M}{EI}$  圖の總面積の  $A$  點に關する靜力率は  $\int_A^B \frac{Mx}{EI} dx$  で表す事が出来る。以上の 2 式 (211 及び 212) は兩者相まつて Slope-deflection 法の基礎と成るものである。

### 3. Slope-Deflection 法に關する符號

Slope-deflection 法の應用に際し、下記の如き符號を使用すること便利である。

1. 部材彈曲線上の切線が其の原位置から測つて時計の指針と同じ方向に廻轉したならばその撓角即ち角變化を正號とする。
2. 部材の兩端を結べる線が廻轉した時、其の一端と他端との相對的變位即ち Relative movement を撓距と稱す (但し部材の原位置に直角なる方向に測る)、此の撓距 (Deflection) の符號は、部材の原位置に對し時計の指針と同じ方向に廻轉せる時正號とする。
3. 部材斷面の抵抗率に關しては下記の符號法を採る、即ち抵抗偶力が時計の指針と同方向に廻轉を生ずる時正號とす。此の規則によれば、考ふべき點が部材の何れの部分なるかを明瞭に指示すること必要であるから彎曲率に尾字の添加を要す。例へば部材  $AB$  の中間にある  $C$  點に關して  $M_{CA} = -M_{CB}$  なるが如し、

外力又は偶力の起す力率が時計廻轉の方向を有する時は正號とする。

### 4. Slope-Deflection 法の諸公式

(A) 部材の中間に荷重を有せずして兩端に變曲率を有する場合

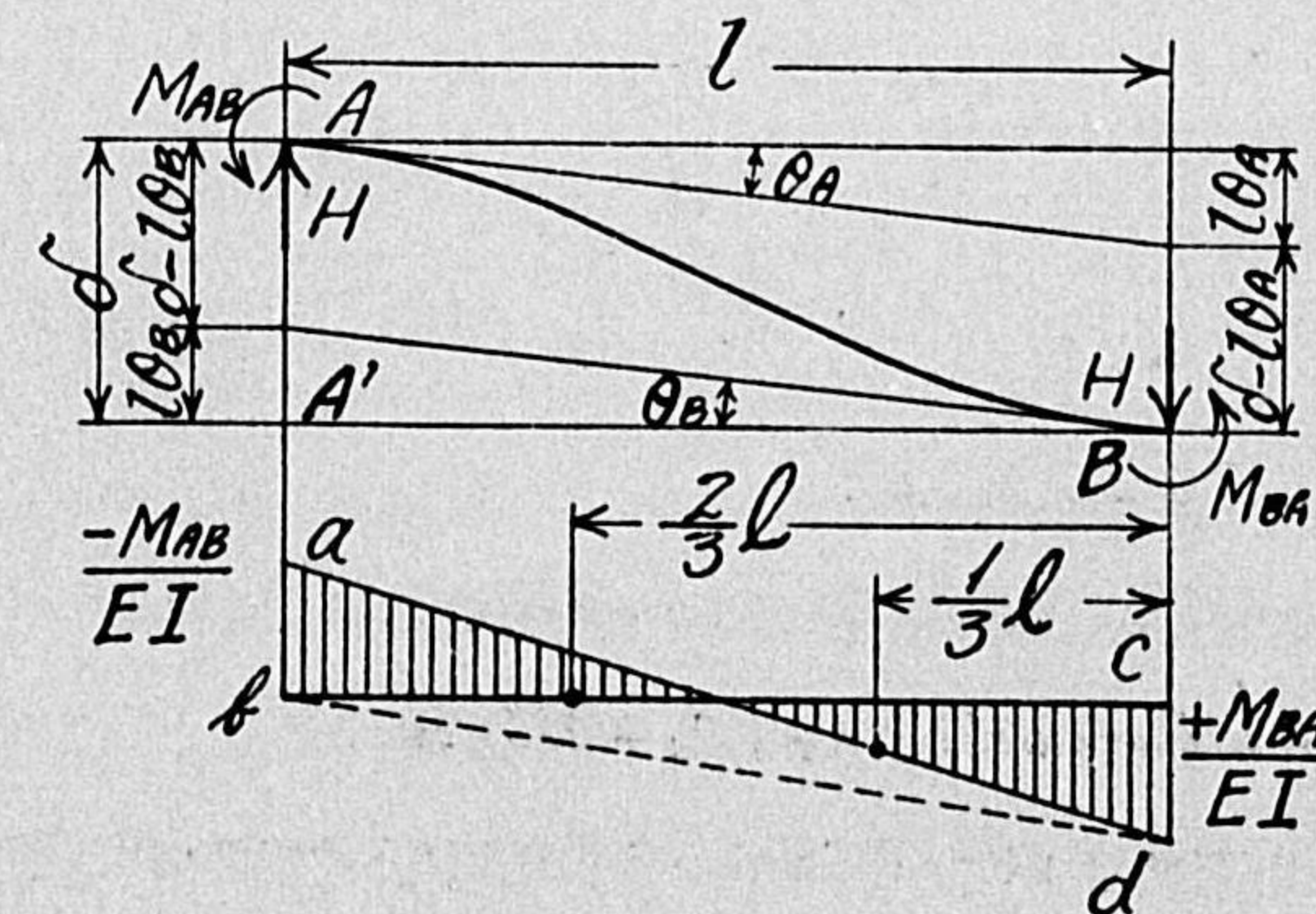


Fig.-245

FIG.-245 に於て AB 線を部材の彈曲線を表はすものとせば次の如し。

$M_{AB}$  = A 點に於ける抵抗率

$M_{BA}$  = B 點に於ける抵抗率

$\theta_A$  = A 點に於て彈曲線の成す撓角 (即ち原位置に對し彈曲線の成す Slope の變化)

$\theta_B$  = B 點に於て彈曲線の成す撓角

$\delta$  = A 點の撓距即ち Deflection (元との位置 A' 點からの撓距)

$(\delta - l\theta_A)$  = A 點に於ける切線から B 點までの撓距

E 及び I は共に AB 材に對し Constant なりと假定す、而して前掲公式 (212) により AB 材の  $\frac{M}{EI}$  圖の B 點に關する靜力率は  $(\delta - l\theta_A)$  に等しくなければならぬ、故に

$$\begin{aligned} \delta - l\theta_A &= \frac{-M_{AB}}{EI} \times \frac{l}{2} \times \frac{2l}{3} + \frac{M_{BA}}{EI} \times \frac{l}{2} \times \frac{l}{3} \\ &= -\frac{M_{AB}l^2}{3EI} + \frac{M_{BA}l^2}{6EI} \dots\dots\dots (A) \end{aligned}$$

又公式 (211) によりて

$$\theta_B - \theta_A = \frac{-M_{AB}l}{2EI} + \frac{M_{BA}l}{2EI} \dots\dots\dots (B)$$

(A), (B) 兩式より  $M_{BA}$  を消去し且つ  $\frac{I}{l} = K, \frac{\delta}{l} = R$  と置けば  $M_{AB}$  に對する算式を得ること次の如し。

$$M_{AB} = 2EK(2\theta_A + \theta_B - 3R) \dots\dots\dots (213)$$

同様に  $M_{BA} = 2EK(2\theta_B + \theta_A - 3R) \dots\dots\dots (214)$

(213), (214) の兩式は Slope-deflection 法の基本公式であつて次の如く説明することが出来る。

部材の中間に荷重を有せざるとき、其の一端に於ける彎曲率は其の端の撓角の 2 倍に他端の撓角を加へたる結果から  $3\delta/l$  を減じ其の結果に  $2EK$  を乘じたるものである。

此等の兩式は初め 1878 年 Manderla の誘導したもので、1879 年 Munchen 工科大学紀要に又 1880 年 Allgemeine Bauzeitung に發表された。

$M_{AB}$  は本來 A 點に働く抵抗率である、A 點に於ける彎曲率は量に於て  $M_{AB}$  に等しいが意義に於ては反對となる。

(B) 部材の兩端に彎曲率を有し且つ中間に荷重を加へたる場合

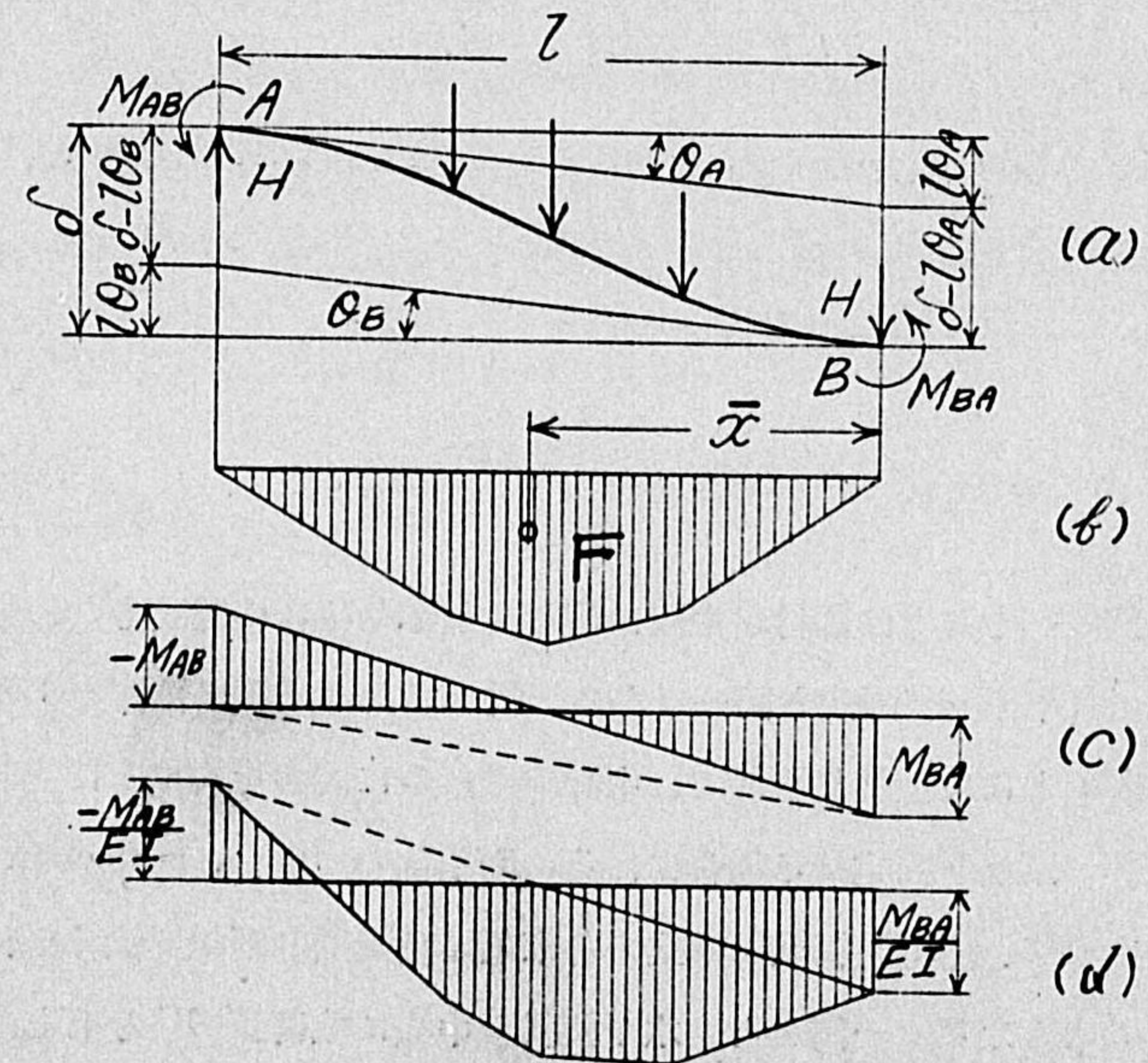


FIG.-246

Fig.-246 (a) は部材 AB の弾曲線及び撓距等を示したものである。此の場合には部材の中間に荷重を有するから、 $\frac{M}{EI}$  圖は。此の影響を受け同圖 (d) の如くなるは (b), (c) 兩圖と併せ考へて容易に理解し得べし (茲に E と I とは共に部材に對し Constant と假定す)。即ち同圖 (b) は A B 材を單梁と考へた時の彎曲率圖で (c) は兩端に對する彎曲率圖であるから此の兩者の代數的和を求め AB 材の  $\frac{M}{EI}$  圖を求めることが出来る。

今 AB 材が單梁なる場合の彎曲率圖の面積を F にて表はし、F の重心點から B 點までの距離を  $\bar{x}$  とせば (212), (215) 兩式によりて次の如し。

$$\delta - \theta_{A,l} = \frac{-M_{A,l}l^2}{3EI} + \frac{M_{B,l}l^2}{6EI} - \frac{F\bar{x}}{EI} \dots\dots\dots (C)$$

$$\theta_B - \theta_A = \frac{-M_{A,l}}{2EI} + \frac{M_{B,l}}{2EI} - \frac{F}{EI} \dots\dots\dots (D)$$

(C) (D) 兩式を組合せ  $M_{B,l}$  を消去し  $\frac{l}{l} = K, \frac{\delta}{l} = R$  と置きて

$$M_{A,l} = 2EK(2\theta_A + \theta_B - 3R) - \frac{2F}{l^2}(3\bar{x} - l) \dots\dots\dots (215)$$

同様に  $M_{B,l} = 2EK(2\theta_B + \theta_A - 3R) + \frac{2F}{l^2}(2l - 3\bar{x}) \dots\dots\dots (216)$

茲に注意すべきことは部材の中間に荷重を加ふる場合の算式も其の末項を除けば (213), (214) 兩式と同一である。従つて此の末項は部材の Slope と Deflection とには全然無關係で、中間荷重のみに關係を有するに過ぎぬ。例へば梁の兩端を固定せる場合にはその兩端部の Slope, Deflection 共に皆無であつて、(215) (216) 兩式の各末項は結局梁の兩端に働く抵抗率を表はすこととなる。一例をとり水平梁材の中央に集荷重 W を有し兩端固定の場合とせば、Fig.-247 から、

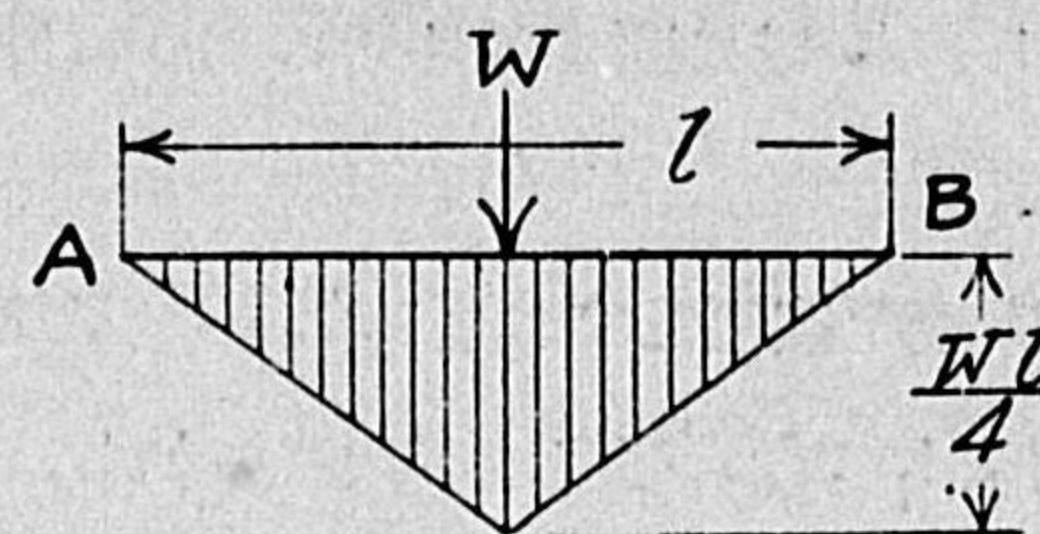


Fig.-247

$$F = \frac{Wl}{4} \times \frac{l}{2} = \frac{Wl^2}{8}, \quad \bar{x} = \frac{l}{2}$$

$$M_{A,l} = -\frac{2F}{l^2}(3\bar{x} - l) = -\frac{2Wl^2}{8l^2} \left( \frac{3l - 2l}{2} \right) = -\frac{Wl}{8}$$

此の結果式は吾人の既に熟知せる處と異ならない。依て次の結論を得。

**任意の中間荷重を有する部材の兩端に於ける抵抗率は、(213)**

**(214) 兩式に示せる中間無荷重時の部材端抵抗率と固定梁に働く端部抵抗率との代數的和に等しい、但し此の場合固定梁は部材長に等しき徑間長を有し且つ同様の中間荷重を有するものとす。**

今 (215) (216) 兩式の末項即ち固定梁端の抵抗率を  $C_{A,l}, C_{B,l}$  にて表はすときは次ぎの一般式を得べし、

$$M_{A,l} = 2EK(2\theta_A + \theta_B - 3R) - C_{A,l} \dots\dots\dots (217)$$

$$M_{B,l} = 2EK(2\theta_B + \theta_A - 3R) + C_{B,l} \dots\dots\dots (218)$$

此等の兩式は Slope-deflection 法の一般式で部材上に如何なる荷重を有するも亦兩端状態の如何に係らず應用し得る公式である。

さて C の符號は次ぎの如く定む、C 項は部材兩端の固定状態に於ける抵抗率であるから、外力の起す彎曲率と反對の符號をとる。例へば Fig.-246 (a) にて外力の A 點に關する力率は時針と同方向であるから其點の抵

抗率  $C_{AB}$  は負號を有し、 $B$  點に關する外力の力率は時針と反對であるから  $C_{BA}$  は正號をとる。

今  $A$  端を固定し  $B$  端を鉸端とすれば  $M_{B1}=0$  となり (217) (218) の兩者を組合せ  $\theta_B$  を消去し  $M_{AB}$  を解けば次式の如し、

$$M_{AB} = EK(3\theta_A - 3R) - \left( C_{AB} + \frac{C_{BA}}{2} \right) \dots \dots \dots (219)$$

同様に  $A$  を鉸端、 $B$  を固定とせば次の結果となる、

$$M_{B1} = EK(3\theta_B - 3R) + \left( C_{BA} + \frac{C_{AB}}{2} \right) \dots \dots \dots (220)$$

更に此等兩式の第 3 項をそれぞれ  $H_{AB}$ ,  $H_{B1}$  にて表せば簡單となりて

$$M_{AB} = EK(3\theta_A - 3R) - H_{AB} \dots \dots \dots (221)$$

$$M_{B1} = EK(3\theta_B - 3R) + H_{B1} \dots \dots \dots (222)$$

茲に  $H$  は一端を固定、他方を鉸端とせる水平桁の固定端に働く抵抗率を表はす項である。尙ほ  $H$  の符號法は  $C$  の場合と同様である。種々なる場合に對する  $C$  及び  $H$  の値は第 85, 86 の 2 表に示してある。

以上 4 式 (217, 218, 221, 222) の關係は完全なる一般性を有し獨立桁は勿論架構部材の何れに對しても等しく適用し得べきもので普通に Slope-deflection 公式として知られて居る。剛節架構や固定梁の基礎沈下より來る部材各部の彎曲率とか其他の影響を算定せんとする場合にも以上 4 式を應用することが出来る、即ち支端又は固定端の沈下せる觀測量若くは假定量を  $\theta$  及び  $R$  内に代用せば各部の彎曲率を定むる事容易である。

第八十五表

Slope-Deflection 方程式に用ゆる Constants  $C$  及  $H$  の値 (非對稱荷重法に對するもの)

No.	荷重法	$C$	
		$(H_{AB})$	$(H_{B1})$
.1		0	0
2		C	$\frac{Pab^2}{l^2}$
		H	$\frac{Pab}{2l^2}(l+b)$
3		C	$\frac{1}{l^2} \sum Pab^2$
		H	$\frac{1}{2l^2} \sum Pab(l+b)$
4		C	$\frac{1}{l^2} \int_a^b yx^2(l-x)dx$
		H	$\frac{1}{2l^2} \int_a^b yx(l^2-x^2)dx$
5		C	$\frac{Wa}{12l^2}(3a^2-8al+6l^2)$
		H	$\frac{Wa}{8l^2}(2l-a)^2$
6		C	$\frac{l^2}{60}(5u+3ml)$
		H	$\frac{l^2}{120}(15u+8ml)$
7		C	$\frac{Wl}{10}$
		H	$\frac{2Wl}{15}$



第八十六表  
Slope-Deflection 方程式に用ゆる Constants C 及 H の値  
(對稱荷重法に對するもの)

No.	荷重法及彎曲率最	$C_{AB} = C_{BA} = \frac{F}{l}$	$H_{AB} = H_{BA} = \frac{3I'}{2l}$
1		$\frac{1}{8} Pl$	$\frac{3}{16} Pl$
2		$\frac{Pa}{l} (l-a)$	$\frac{3}{2} \frac{Pa}{l} (l-a)$
3		$\frac{2}{9} Pl$	$\frac{1}{3} Pl$
4		$\frac{1}{12} Wl$	$\frac{1}{8} Wl$
5		$\frac{Wa}{12l} (3l-2a)$	$\frac{Wa}{8l} (3l-2a)$
6		$\frac{W}{12l} (l^2 + 2al - 2a^2)$	$\frac{W}{8l} (l^2 + 2al - 2a^2)$
7		$\frac{5}{48} Wl$	$\frac{5}{32} Wl$

第九十五節 Slope-Deflection 法の應用

1. 假定 Slope-Deflection 法の應用に當り架構に對し一般に行はれ居る假定は次ぎの如く 4 項である。

- (1) 架構各部の Joint は完全に Rigid であるべきこと、
- (2) 部材の原長は直應力により變化せざること、
- (3) 剪力に基く應力變形は皆無と假定し得べきこと、
- (4) 彎曲其他の原因により原徑間長を變ぜざること。

就中 (1) は尤も重要な事項である。部材の接合完全ならずして應力を生じたる後元來の Joint angle に變更を見るが如きものは剛節架構ではないから本法を用ゆることが出來ない、著者は此の點に關し大正 2 年多數の剛節鐵筋混凝土架構\* に關し實驗的研究を重ね、實用上本假定の第 (1) は設計その宜しきを得れば完全と認め得べきを確認した。鐵骨構造† に關し如何なる Rivetted joint が完全剛節と認め得べきやに付ては Illinois 大學 Wilson 教授及 Moore 博士の實驗的研究がある。(2) 項に關しては直力及直應力の影響の微少にして之れを無視し得べきこと既に本書第 85 節に詳論した。(3) 項の假定に關しては一般に感知誤差を生ぜざるものと認容されて居る、然し特別の場合には内藤博士の補正方法もある(同氏著耐震構造論 10 頁参照)。

第 (4) 項の假定は Slope-deflection の應用上尤も注意を要すべきもので、Fig.-248 に示せる架構の如きは本法を應用し得ざる Groups の一つである。

\* Analysis & Tests of Rigidly Connected Reinforced Concrete Frames by Mikishi Abe; University of Illinois Bul. No. 107.

† Tests to determine the Rigidity of Riveted Joint of Steel Structures by Wilson & Moore, 同 Bul. No. 104.

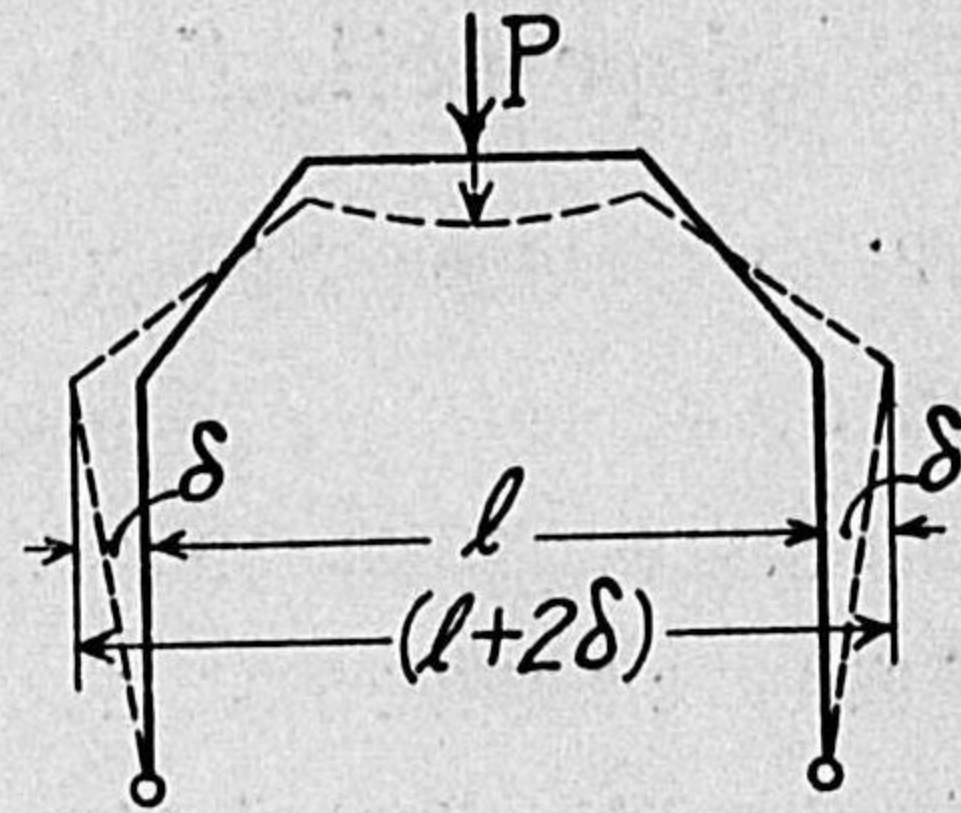


FIG.-248

何となれば初め實線に示せるが如き架構の徑間長  $l$  は、荷重  $P$  の爲め點線の形狀に變化しその徑間長も  $(l+2\delta)$  となるからである。

2. 應用例示

(a) 單階矩形架構

本方法の應用に當り前項記載の假定を爲し計算を進むるに當り先づ不靜定未知量を撰定する事必要である。一般に Slope-deflection 法の骨子は各 Joint に起る Deflection ( $\delta$ ) と角變位 ( $\theta$ ) とである、従つて本法に於て考へる不靜定未知量は此の兩者  $\delta$  と  $\theta$  とである。

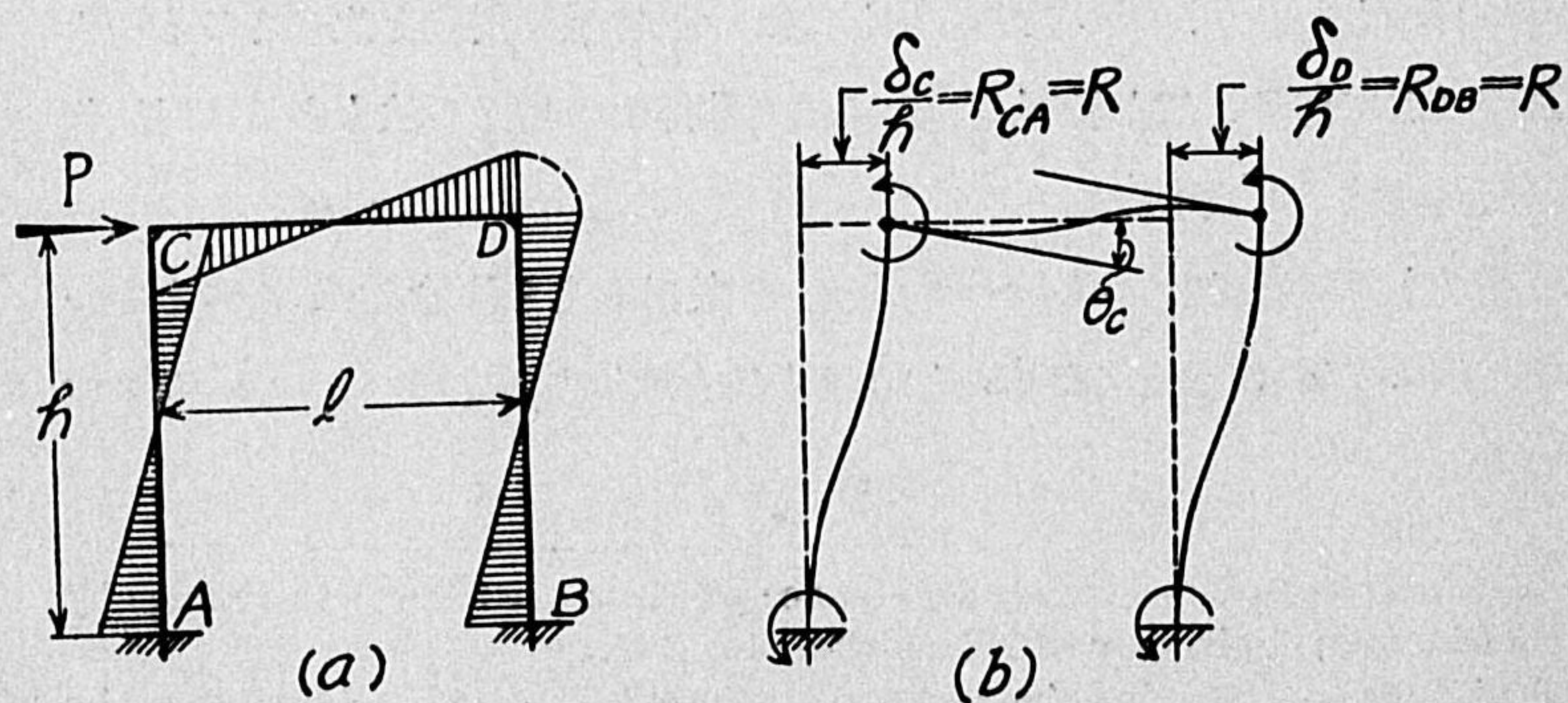


FIG.-249

$A, B$  は共に固定端であるから、 $\theta_A = \theta_B = 0$

$CD$  部材は直壓力  $P$  により其の原長を變ぜぬものとの假定 (2) から、

$$\delta_c = \delta_d \quad \therefore R_{CA} = R_{DB} = R$$

今  $\frac{I_{AC}}{h} = K_1, \frac{I_{BD}}{h} = K_2, \frac{I_{CD}}{l} = K_3$  とせば (213) 式より

$$M_{AC} = -2EK_1(\theta_c - 3R)$$

$$M_{CA} = -2EK_1(2\theta_c - 3R)$$

$$M_{BD} = -2EK_2(\theta_d - 3R)$$

$$M_{DB} = -2EK_2(2\theta_d - 3R)$$

$$M_{CD} = 2EK_3(2\theta_c + \theta_d)$$

$$M_{DC} = 2EK_3(2\theta_d + \theta_c)$$

$$Ph - M_{AC} - M_{CA} - M_{BD} - M_{DB} = 0 \dots\dots\dots (a)$$

今  $K_1 = K_2$  なるときは上式より次ぎの結果を得。

$$2EK_1[3\theta_c + 3\theta_d - 12R] + Ph = 0$$

即ち 
$$R = \frac{\theta_c + \theta_d}{4} + \frac{Ph}{24EK_1} \dots\dots\dots (b)$$

又  $M_{CA} + M_{CD} = 0$  より、
$$R = \frac{2(K_1 + K_3)\theta_c + K_3\theta_d}{3K_1} \dots\dots\dots (c)$$

同様に  $M_{DB} + M_{DC} = 0$ 、
$$R = \frac{2(K_1 + K_3)\theta_d + K_3\theta_c}{3K_1} \dots\dots (d)$$

(c), (d) 兩式より  $\theta_c = \theta_d \dots\dots\dots (e)$

従つて 
$$R = \frac{(2K_1 + 3K_3)\theta_c}{3K_1} = \left(m + \frac{2}{3}\right)\theta_c \dots\dots\dots (f)$$

茲に  $m = \frac{K_3}{K_1}$  である。今 (f) の値を (b) に代入し更に (e) の關係を入れて。

$$\theta_c = \frac{1}{1+6m} \cdot \frac{Ph}{4EK_1} \dots\dots (g)$$

(f) と (g) との値を用ひて不靜定彎曲率は次ぎの如く定め得べし。

$$M_{CA} = -M_{CD} = -M_{DC} = M_{DB} = \left(\frac{3m}{1+6m}\right) \frac{Ph}{2} \dots\dots (223)$$

$$M_{AC} = \frac{1+3m}{1+6m} \cdot \frac{Ph}{2} \dots\dots (224)$$

此等の結果は Castigliano 氏理論によるも容易に求むる事が出来る。

(b)-單階對照架構 (垂直荷重)

Fig.-250 に示せるは Slope-deflection 法により容易に解き得る架構の一つである其の解法は次ぎの如し。

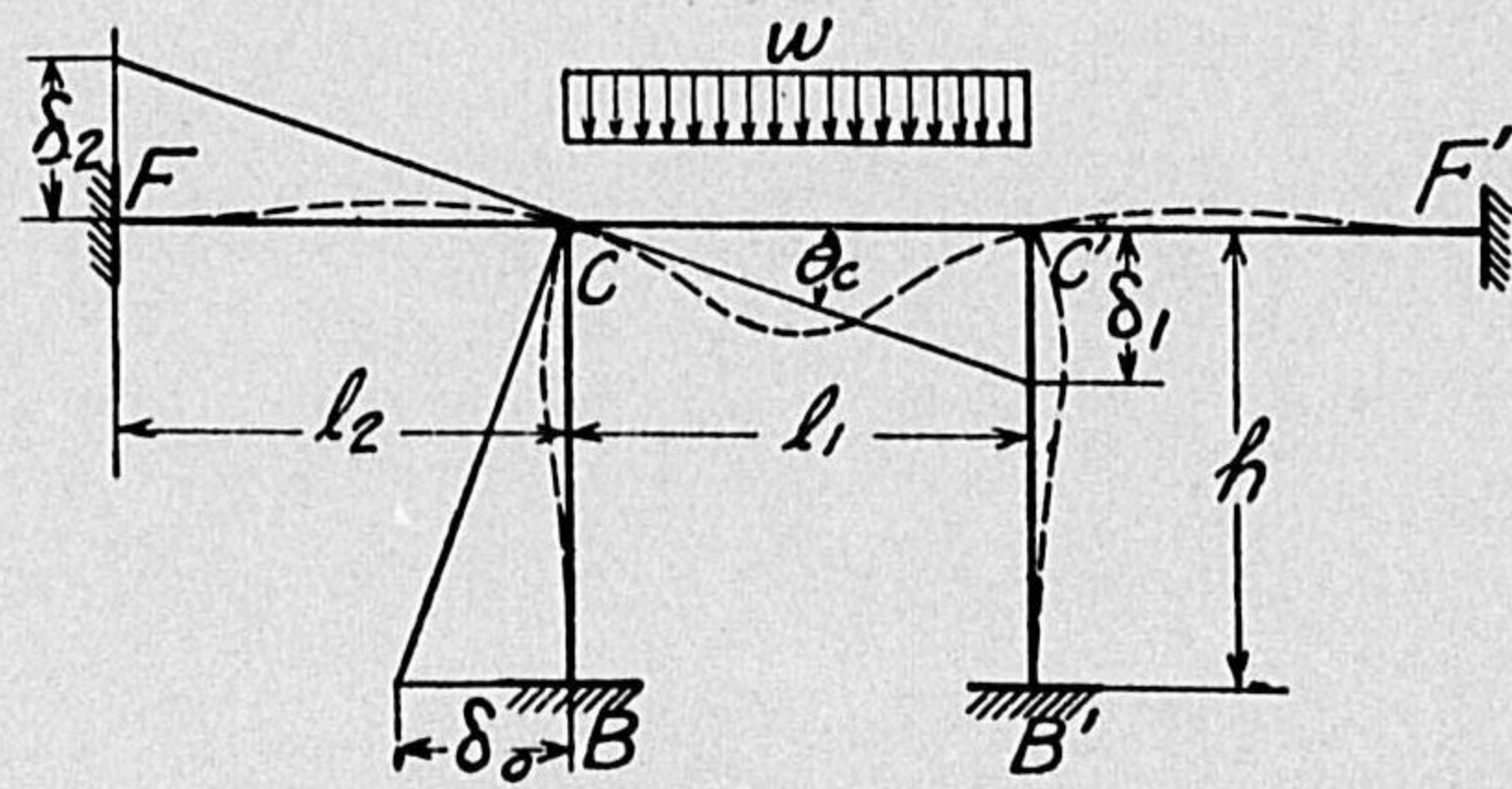


Fig.-250

$$K_0 = \frac{I_{BC}}{h}$$

$$K_1 = \frac{I_{CC'}}{l_1}$$

$$K_2 = \frac{I_{FC}}{l_2}$$

B, B', F 及び F' にて固定せる對照架構であるから、 $\theta_B=0, \theta_F=0, R=0$ 。

$$\theta_C = -\theta_{C'} = \theta$$

(213) 式より  $M_{CB} = 2EK_0(\theta)$

$$M_{CF} = 2EK_2(\theta)$$

(217) 式により  $M_{CC'} = 2EK_1(\theta) - \frac{wl_1^2}{12}$

又  $M_{CB} + M_{CF} + M_{CC'} = 0$

$$\text{故に } \theta = \frac{\frac{wl_1^2}{12}}{2E[2K_0+2K_2+K_1]} = \frac{wl_1^2}{12} \left( \frac{1}{2E\Delta} \right)$$

茲に  $\Delta = 2K_0 + 2K_2 + K_1$

C 點に於ける彎曲率に關し直ちに次式を得べし。

$$\left. \begin{aligned} M_{CB} &= \frac{wl_1^2}{12} \left( \frac{2K_0}{\Delta} \right) \\ M_{CF} &= \frac{wl_1^2}{12} \left( \frac{2K_2}{\Delta} \right) \\ M_{CC'} &= -\frac{wl_1^2}{12} \left( \frac{2K_0+2K_2}{\Delta} \right) \end{aligned} \right\} \dots\dots (225)$$

又  $M_{BC} = \frac{M_{CB}}{2} = \frac{wl_1^2}{12} \left( \frac{K_0}{\Delta} \right)$

同様に  $M_{FC} = \frac{M_{CF}}{2} = \frac{wl_1^2}{12} \left( \frac{K_2}{\Delta} \right)$

$$\left. \dots\dots (226) \right\}$$

今  $l_1=l_2=l, K_1=K_2=K_B$  とせば

$$\frac{\Delta}{K_0} = 2 + 3 \frac{K_B}{K_0}$$

従つて  $M_{BC} = \frac{1}{2+3\left(\frac{I_B}{I_C} \frac{h}{l}\right)} \frac{wl}{12}$

$$M_{FC} = \frac{\left(\frac{I_B h}{I_C l}\right) \frac{wl^2}{12}}{2 + 3\left(\frac{I_B h}{I_C l}\right)}$$

となりて第 90 節に於て誘導せる結果式に同じ。本式にて  $I_B$  及  $I_C$  は梁材及び柱材の断面慣性率である。

(c)-2 柱を有する鉸端矩形架構。基礎沈下の影響\*

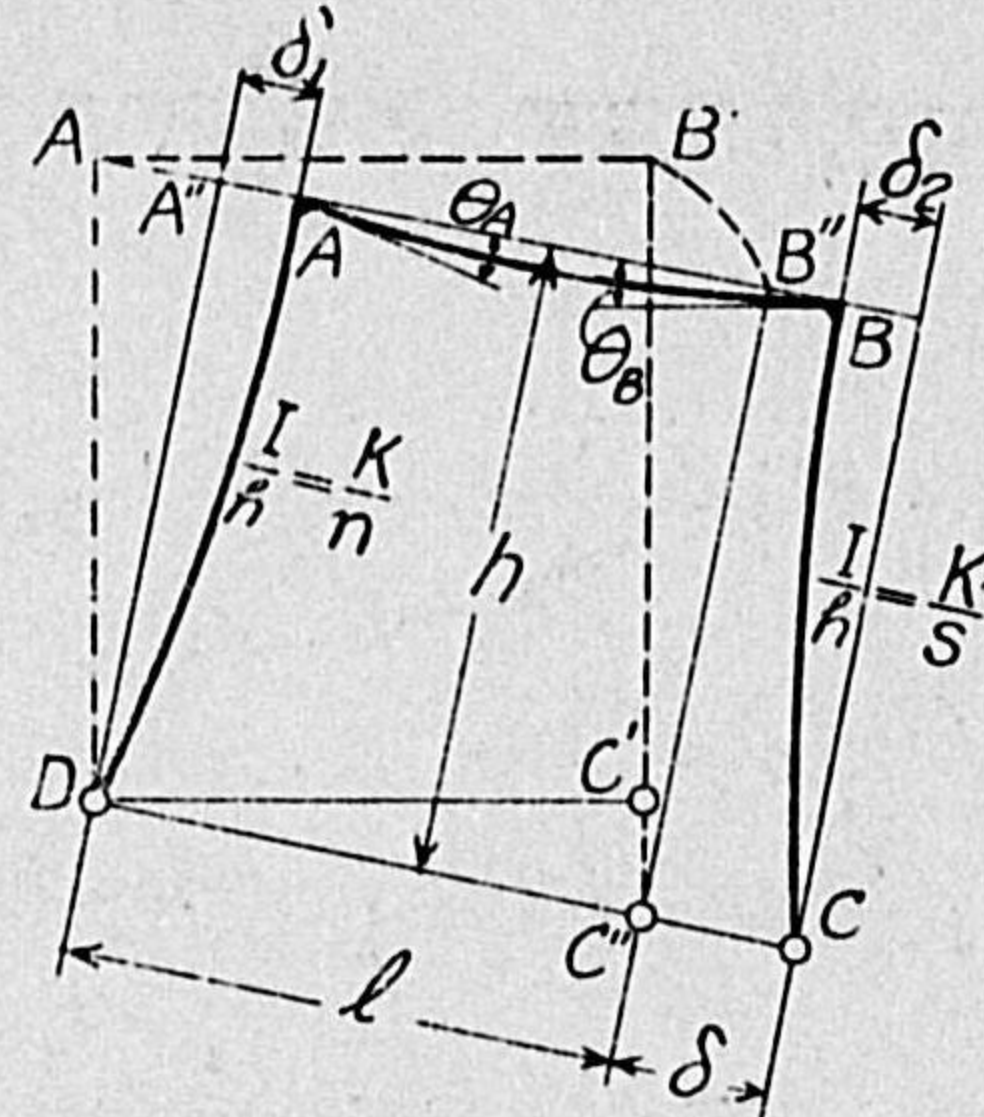


FIG. - 251

FIG.-251 は 2 柱矩形の單架構である。其の柱脚  $C, D$  は鉸端を有し、架構の原位置は  $DA'B'C'$  で有つたものが基礎の不等沈下により  $C'$  端が  $C$  点まで移動せる場合の不静定應力を求めんとす。

部材  $AD$  は  $\delta_1$ ,  $BC$  は  $\delta_2$  の Deflection をなす。 $\delta_1/h = R_1$  として (213)

(221) 兩式より次式を書き下す事が出来る。

$$M_{AB} = -\frac{EK}{n}(3\theta_A - 3R_1) = -M_{BA}, \quad M_{AB} = 2EK(2\theta_A + \theta_B)$$

$$M_{BC} = \frac{EK}{s}(3\theta_B - 3R_1) + \frac{3EK}{s} \frac{\delta}{h}, \quad M_{BC} = -2EK(2\theta_B + \theta_A)$$

\* University of Illinois Bulletin No. 108, p. 65.

$$M_{AB} - M_{BC} = 0.$$

此等の 4 方程式を組み合せ解きて次ぎの結果を得べし。

$$M_{AB} = M_{BC} = \frac{\delta}{h} \left( \frac{3EK}{n+s+3} \right)$$

今架構が左右等形で  $n=s$  ならば

$$M_{AB} = M_{BC} = \frac{\delta}{h} \left( \frac{3EK}{2n+3} \right) \dots\dots\dots(227)$$

(d)-2 柱を有する對稱矩形架構。基礎傾斜及び沈下の影響\*

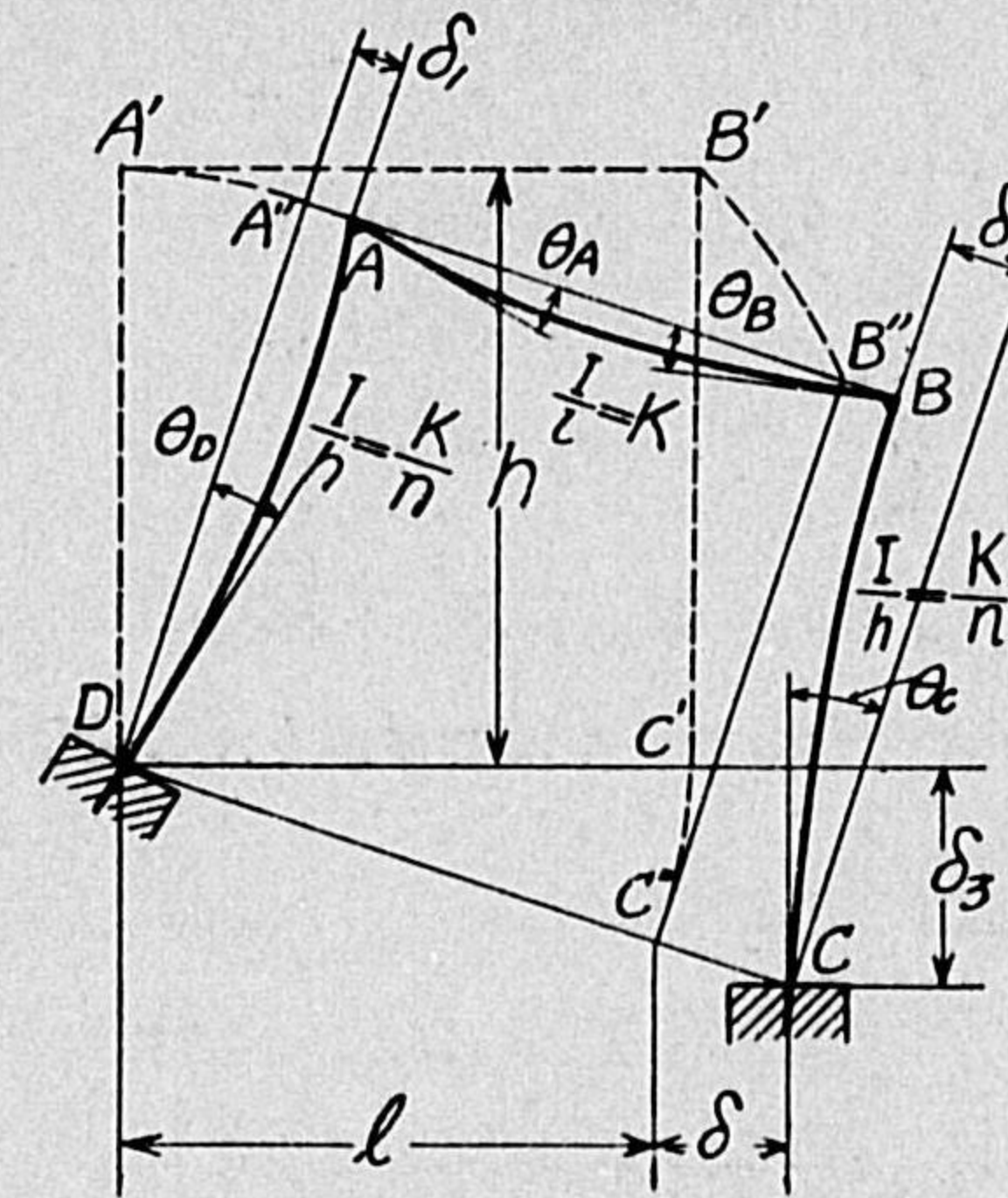


FIG. - 252

FIG-252 に示せるは 2 柱を有する矩形單架構である。其の柱脚は何れも  $C, D$  に於て固定せられ、原位置は點線にて示す如く  $DA'B'C'$  であるが、 $C'$  基礎は沈下により  $C$  點に移動し、同時に傾斜の爲め  $C'$  點は  $C''$  に移り  $A$  點に於て  $\delta_1$ ,  $B$  點に於て  $\delta_2$ ,  $C$  點に於て  $\delta_3$  の Deflection を生じた、従つて  $D$  點にて  $\theta_D$ ,  $C$  點にて  $\theta_C$  だけ Angular rotation を來

\* University of Illinois Bulletin No.-108, p. 67.

し、原徑間長  $l$  は  $l+\delta$  に變じたもので、其の結果により本架構に生ずる不靜應力を求めんとす。今  $\delta_1/h=R_1$ ,  $\delta_2/h=R_2$  とせば

(213) 式によりて

$$M_{AB}=2EK(2\theta_A+\theta_B)$$

$$M_{AB}=-\frac{2EK}{n}(2\theta_A+\theta_D-3R_1)=-M_{AD}$$

$$M_{BC}=2EK(2\theta_B+\theta_A)$$

$$M_{BC}=\frac{2EK}{n}(2\theta_B+\theta_C-3R_2)$$

$$M_{CB}=\frac{2EK}{2}(2\theta_C+\theta_B-3R_2)$$

$$M_{DA}=\frac{2EK}{n}(2\theta_D+\theta_A-3R_1)$$

又支柱等勢の條件から  $M_{DA}-M_{AB}+M_{BC}+M_{CB}=0$

此等の方程式を組み合わせ各彎曲率につき解きたる結果式を掲ぐれば。

$$\left. \begin{aligned} M_{AB} &= EK[R+\theta+\Delta] \\ M_{BC} &= EK[R+\theta-\Delta] \\ M_{CB} &= EK\left[\frac{n+1}{n}R+\frac{2n+3}{n}\theta+\Delta\right] \\ M_{DA} &= -EK\left[\frac{n+1}{n}R+\frac{2n+3}{n}\theta-\Delta\right] \end{aligned} \right\} \dots\dots(228)$$

茲に  $R=\frac{3}{n+2}\left(\frac{\delta}{h}\right)$ ,  $\theta=\frac{\theta_C-\theta_D}{n+2}$ ,  $\Delta=\frac{3(\theta_C-\theta_D)}{6n+1}$  である。

又  $n=1$  なるときは

$$M_{AB}=EK\left[\frac{\delta}{h}+\frac{16\theta_C+2\theta_D}{21}\right], M_{BC}=EK\left[\frac{\delta}{h}-\frac{2\theta_C+16\theta_D}{21}\right]$$

$$M_{CB}=EK\left[2\frac{\delta}{h}+\frac{44\theta_C-26\theta_D}{21}\right], M_{DA}=-EK\left[\frac{2\delta}{h}+\frac{26\theta_C-44\theta_D}{21}\right]$$

上式に於て  $\theta$  は凡て  $CD$  線に直角なる直線を基準として測るものとす。

今基礎が傾斜することなく單に  $\delta_3$  丈け垂直沈下を來し、更に  $C$  點の水平移動が  $\delta$  丈けで、且つ各柱脚部に於て其の中軸線への切線が垂直で

あるならば次式の結果を得べし。

$$\left. \begin{aligned} M_{AB} &= EK[R-\phi] \\ M_{BC} &= EK[R+\phi] \\ M_{CB} &= EK\left[\frac{n+1}{n}R-\phi\right] \\ M_{DA} &= -EK\left[\frac{n+1}{n}R+\phi\right] \end{aligned} \right\} \dots\dots(239)$$

茲に  $R=\frac{3}{n+2}\left(\frac{\delta}{h}\right)$ ,  $\phi=\frac{6}{6n+1}\left(\frac{\delta_3}{l}\right)$  である

今  $n=1$  なる場合には

$$M_{AB}=EK\left[\frac{\delta}{h}-\frac{6}{7}\frac{\delta_3}{l}\right]$$

$$M_{BC}=EK\left[\frac{\delta}{h}+\frac{6}{7}\frac{\delta_3}{l}\right]$$

$$M_{CB}=EK\left[\frac{2\delta}{h}-\frac{6}{7}\frac{\delta_3}{l}\right]$$

$$M_{DA}=-EK\left[\frac{2\delta}{h}+\frac{6}{7}\frac{\delta_3}{l}\right]$$

更に徑間長の變化  $\delta=0$  なる時は單に垂直沈下  $\delta_3$  のみで結果式は頗る簡單となる。

## 第九十六節 一般高層建築架構解法 への Slope-Deflection 法の應用

1. 概論 複雑なる一般建築架構の強度を計算するに當り、地震力又は風壓力等の横力に對する解法は耐震構造上可なり重要な問題である。その解法に關し従來種々なる方法が提案されて居る。設計上の實用を主とする近似法\*や、理論に立脚せる所謂 Exact method 等夫れである。

近似法の第 1 は

- (a) 建築架構を成す各 Bent は Cantilever として働く、
- (b) 支柱に生ずる反曲點は階高の中點に位す、
- (c) 床梁に生ずる反曲點は張間の中央に位す、
- (d) 各柱上の直應力は柱から Bent の中心までの距離に正比例す、

近似法の第 2 は

- (a) 架構を成す各 Bent は Portals の Series として働く、
- (b) 支柱に生ずる反曲點は階高の中點に位す、
- (c) 横剪力は各階共にその階では各柱同量とする、
- (d) Bent の相隣れる柱は一對毎に Portal として働くものと假定する、

従つて内側柱では横力から來る直應力は互に相殺して皆無と見なす。

近似法の第 3 は、

- (a) 各 Bent は連続せる Portal として働く、
- (b) 支柱に生ずる反曲點は階高の中點に位す、
- (c) 横剪力はその階では各柱共同量とする、
- (d) 各柱上の直應力は第 1 法に同じ。

Smith 教授の近似法では

- (a) 支柱及梁に生ずる反曲點は何れもその中點に位す。
- (b) 内側柱に働く横剪力は凡て同量とす、外側柱上の横剪力は内側柱に働く剪力の半量とする。

\* Wind Bracing without Diagonals for Steel-Frame Office Buildings, Engineering News, March 13, 1913.

以上各法共支柱に生ずる反曲點を階高の中點とする外著しい相違があり従つて計算の結果も異なること云ふまでもない。

Exact Method 中には Melick 博士法、<sup>1</sup> Jonson 氏法、<sup>2</sup> Castigliano 理論解法、<sup>3</sup> Slope-deflection 法<sup>4</sup> 等種々ある。Melick 博士法は一種の弾性理論の應用であるから頗る長く、4 階架構迄を實用上の限度とす、Jonson 氏法は柱の Deflection と、梁と柱との剛接點に於て彈曲線の切線の成す角度の變化を考へた正確な方法であるが多數の未知數を含むから高層架構の解法として實際上不能に陥り易い嫌ひがある。Smith 教授は Least work の理論により數徑間の Bent を解いたが多階の建築架構に應用すること不可能である。Slope-deflection 法による解法は以上各法に比し理論的に同等で解法も組織的であるから實用性を有するが、十層以上の架構に對しては是れ又時間を要する事夥しく實際上應用が困難であらう。

かく觀じ來れば高層多階の建築架構を横力に對し純理論的に解くことは容易でない、又これありとするも手數を要すること甚だしい。さればとて歐米及我國に行はるゝ近似解法も理論的に見て不備の點が少くない。そこで著者は高層架構を Slope-deflection 法により解き、各階柱に生ずる反曲點の位置を理論的に算定し、階數と柱反曲點位置の移動との關係を明かにし且つ各柱の負擔すべき横剪力量を定め以て合理的係數を撰び一般設計者の参考に資せん。

1...Stresses in Tall Buildings by C.A. Melick, Bull. No. 8, Univ. of Ohio.

2...Theory of Frameworks with Rectangular Panels and Its Application to Building by E.F. Jonson, Trans. Am. Soc. C.E. Vol. 55.

3...Wind Stresses in the Frames of Office Building, by A. Smith, Journal W.S. of Eng., Vol. 20.

4...Wind Stresses in the Steel Frames of Office Buildings, by W.M. Wilson and G.A. Maney, Bull. No. 83, University of Illinois.

2.-横力と各階支柱に於ける反曲點位置

此の問題に根本的解決を與へる事は極めて至難である。然し實用上その一般的傾向と性質とを知る事は又極めて必要である。多階式架構に對し横力を加へた場合、一般的には各階支柱に反曲點の必在を要しない。言ひ換ふれば各階の支柱に反曲點の在る場合と無い場合とを生ずる。Fig.-253及

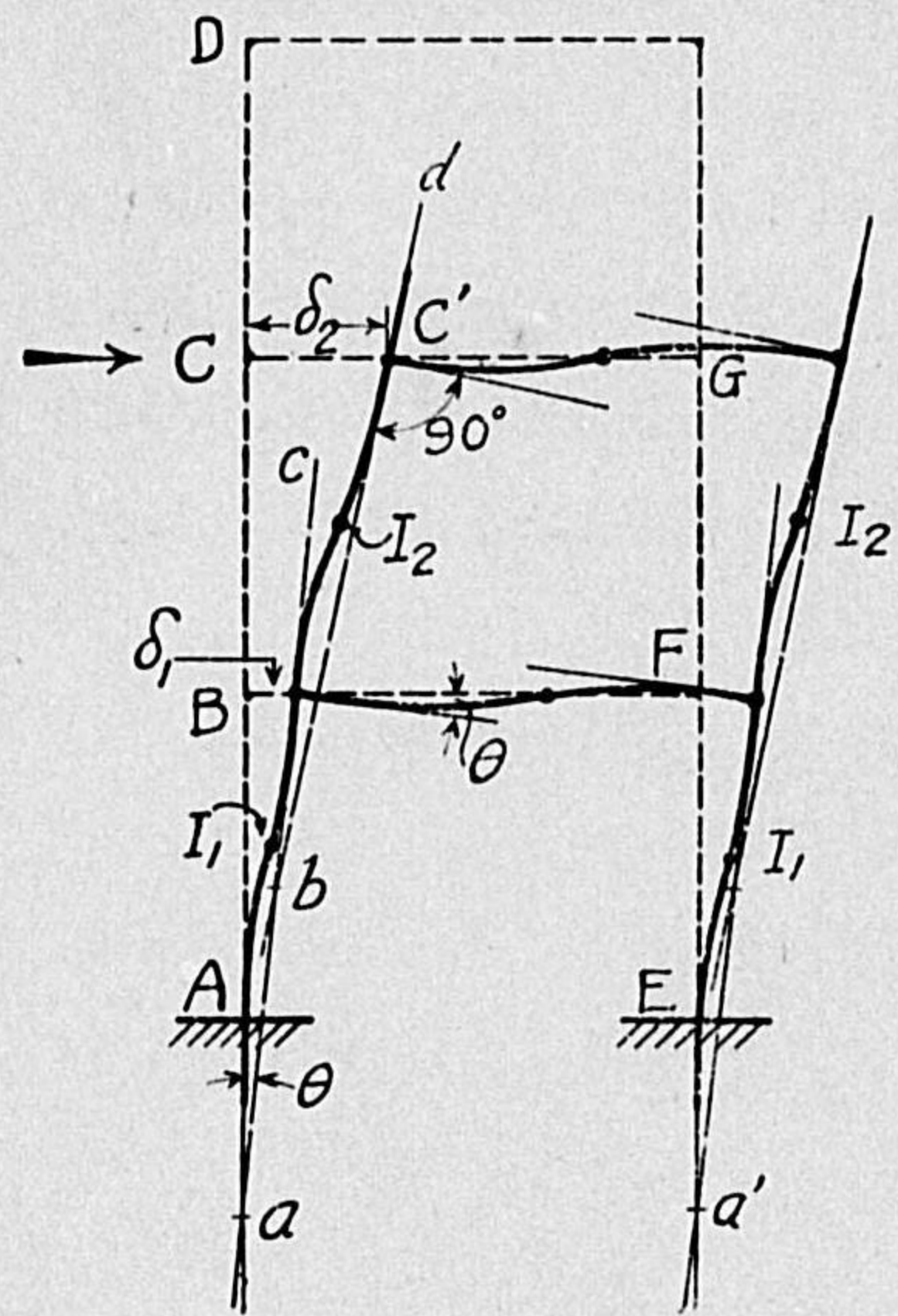


FIG.-253

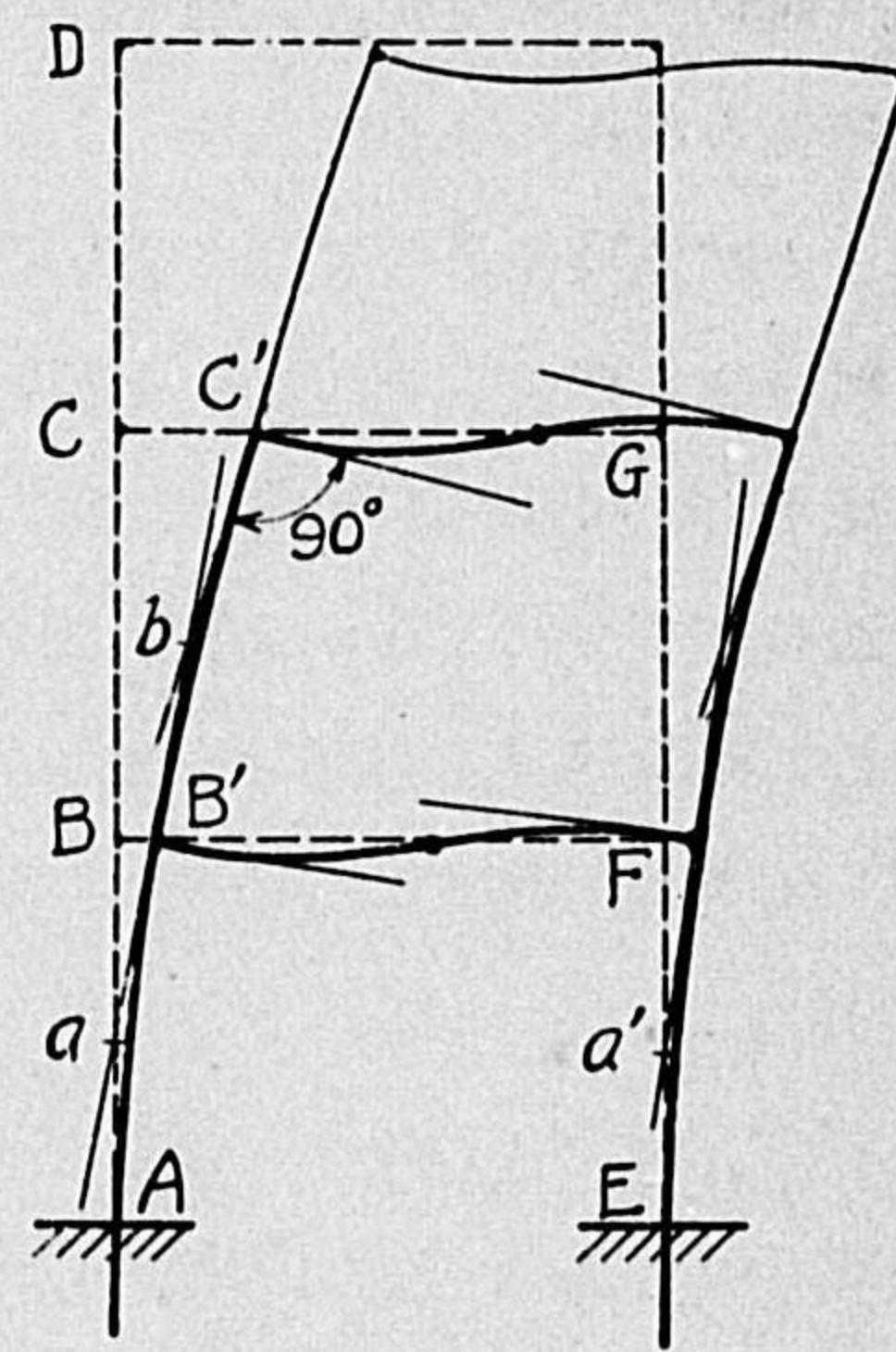


FIG.-254

び 254 は共にその柱脚を固定せる建築架構の一例であるが、各階間の支柱に於て反曲點の存在する爲めには Fig.-253 の如く

- a-柱材と梁材との剛比に著しい相異がなく、
- b-柱の撓角  $\theta$  が小で且つその交點 a 及び a' は AE 線以下に在ること、同様に C' 點に於ける接線 bd と ac との交點 b は BF 線以下に位すること。

等が必要である。何となれば梁材即ち水平材の剛比が柱材のそれに比較して非常に小であるならば柱材を Restrain することが出来ず結局架構は全體として Cantilever action をなし Fig.-254 に示せるが如く、B' 點に於ける接線と AB 線との交點 a は A, B 2 點の中間に、又 C' 點の接線と ab 線との交點 b は B' C' の中間に位する場合を生ずるから、支柱に於て反曲點の生ずる機會を失ひ遂に架構全體として Cantilever の彎曲をなすに至るからである。

一般建築架構の場合に在りては柱材と梁材との剛比に於て著しい差異が無いから Fig.-253 の場合のみと假定し得よう。そこで實例に近い剛比を採用し 1 張間乃至 3 張間を有する 6 階乃至 8 階建築架構を Slope-deflection 法により解いて柱及び梁に生ずる反曲點の位置を理論的に定め更に後編に於て實驗的研究の結果を紹介したい。

先づ其の解法に使用すべき符號を次ぎの如く定む (Fig.-255 参照)。

(符號)

- A, B, C, …… 架構中の支柱を示す
- A<sub>1</sub>, A<sub>2</sub>, A<sub>3</sub>, 及 B<sub>1</sub>, B<sub>2</sub>, B<sub>3</sub> 等 …… 各階梁と柱との剛節點即ち交點
- a, b, c 等 …… 張間の名稱で左より右方に進む、従つて梁 a とは Bay a に於ける梁、梁 b とは Bay b に於ける梁等の如し
- $\delta$  …… 階高に對する柱の水平撓距
- E …… 材料の彈率
- h …… 各階高を示すもので上下梁の中心間距離、但し各階毎の高さは 1, 2, 3 等の尾字を付加して區別す
- I …… 構成部材(階及び梁)の斷面慣性率
- J ……  $2 \sum \left( \frac{I_B}{l} + \frac{I_C}{h} \right)$

- $K$ .....部材の剛比即ち梁は  $\frac{I_B}{l}$ , 柱は  $\frac{I_C}{h}$
- $l$ .....梁の徑間長で各隣れる階の中心間距離
- $M$ .....一般に部材に生ずる彎曲率
- $N$ ..... $2\sum\left(\frac{I_B}{h}\right)$ , 各階毎の柱全數に對するもの
- $P$ .....各階の床面に働く水平剪力、但し 1, 2, 3 等の尾字を附加して階種を區別す
- $R$ ..... $\delta/h$
- $\theta$ .....一般に部材彈曲線に畫ける切線の成す撓角、但し何れも尾字を付けて其の位置を明かにす、即ち  $\theta_{A_1}$  は  $A_1$  點に於てその彈曲線に畫ける切線の撓角を示すが如し。

其他も之れにならうもので例へば  $\delta_3$  は三階柱の水平撓距、 $J_{B_4}$  は  $B_4$  點に於ける  $J$  の値、 $K_{A_2}$  は貳階部に於ける  $A$  柱に關する  $K$  の値、 $M_2^{AB}$

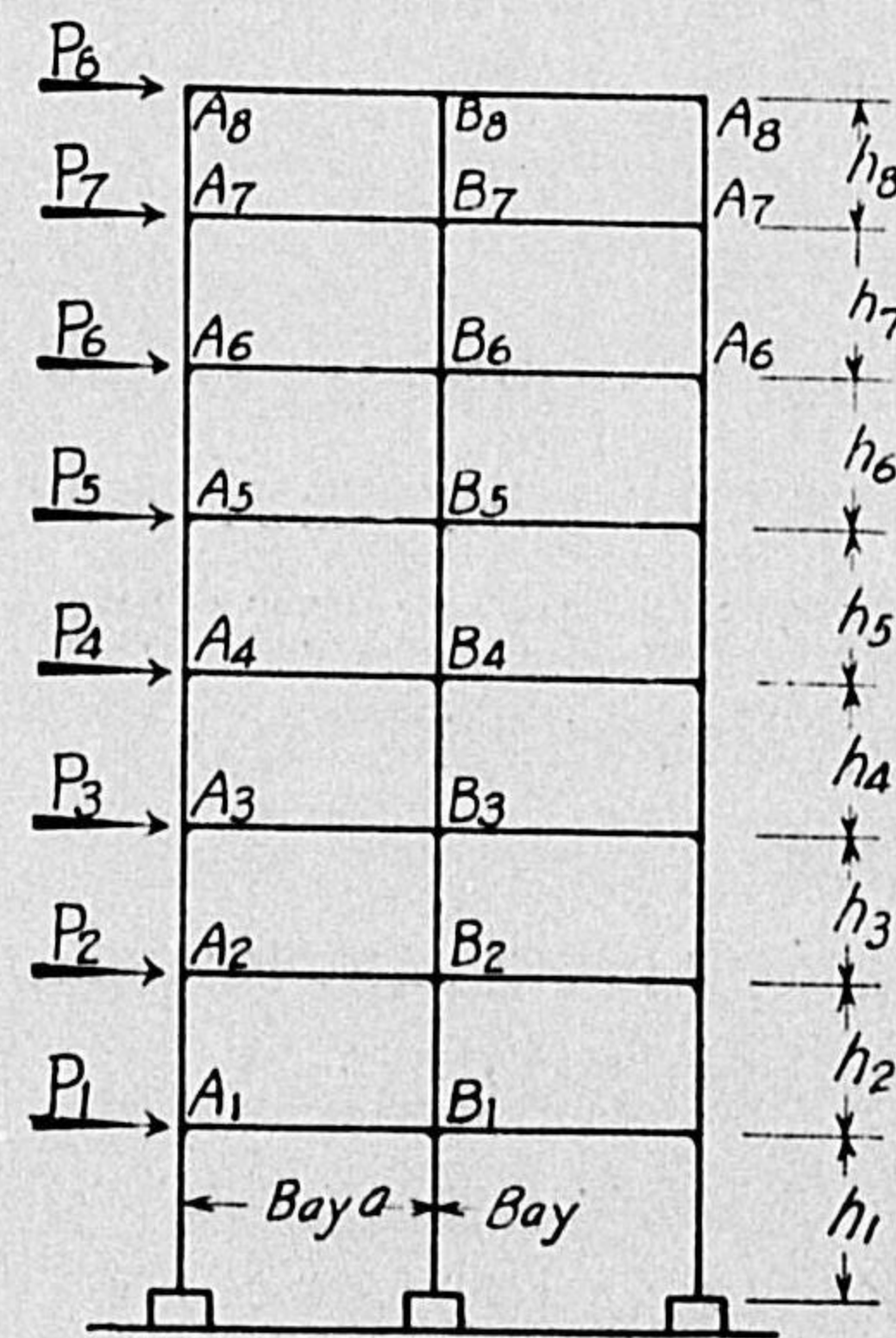


FIG.-255

は貳階天井の Bay a にある梁の左端  $A_2$  點に働く彎曲率、 $M_2^{B^A}$  は同上右方  $B_2$  點の彎曲率、 $M_3^{B^2}$  は三階部  $B$  柱の上部  $B_3$  の彎曲率とす。

FIG.-255 に示した對稱形 2 張間架構の各部材應力を算定する公式を求めよう。圖は 8 階建築架構を示せるものであるが、今 8 階の支柱全部を Free body として考へ外力に抵抗するものとせば、力學上の法則に従つて其の階に働く剪力と階高との乗積と各柱の上下兩端に働く力率との代數的和は零であるから次式の関係を得べし、

$$2(M_A^{87} + M_A^{78}) + M_B^{87} + M_B^{78} + P_8 h_8 = 0$$

階高の間には外力を有せざる場合であるから上式に一般 Slope-deflection 式

$$M_{AB} = 2EK(2\theta_A + \theta_B - 3R),$$

$$M_{BA} = 2EK(2\theta_B + \theta_A - 3R).$$

を代入せば次の如し、

$$2[2EK_{A_8}(2\theta_{A_8} + \theta_{A_7} - 3R_8) + 2EK_{A_8}(2\theta_{A_7} + \theta_{A_8} - 3R_8)] + 2EK_{B_8}(2\theta_{B_8} + \theta_{B_7} - 3R_8) + 2EK_{B_8}(2\theta_{B_7} + \theta_{B_8} - 3R_8) + P_8 h_8 = 0.$$

更に 8 階柱一列の全部に對し  $N_8 = 2\sum_8\left(\frac{I}{h}\right)$  と置き同類項を整理せば

$$2K_{A_8}\theta_{A_8} + 2K_{A_8}\theta_{A_7} + K_{B_8}\theta_{B_8} + K_{B_8}\theta_{B_7} - N_8 R_8 = \frac{-P_8 h_8}{6E} \dots (230)$$

今  $A_8$  點を Free body と考へるときは  $\sum M = 0$  なる定則によりて、

$$M_A^{87} + M_8^{A^B} = 0.$$

而して水平材に對してはその Shortening による deflection なきものと假定し得るから上式の値に Slope-deflection 式を代用せば

$$2EK_{A_8}(2\theta_{A_8} + \theta_{A_7} - 3R_8) + 2EK_{B_8}(2\theta_{A_8} + \theta_{B_8}) = 0$$

即ち  $K_{A_8}\theta_{A_7} - 3K_{A_8}R_8 + J_{A_8}\theta_{A_8} + K_{B_8}\theta_{B_8} = 0 \dots \dots \dots (231)$



茲に

$$J_{A_8} = 2 \sum \left( \frac{I}{l} - \frac{I}{l} \right)$$

更に  $B_8$  點は 3 つの彎曲率  $M_8^{A_8}$ ,  $M_8^{B_8}$  及  $M_8^{B_7}$  にて等勢を保つが故に

$$2M_8^{A_8} + M_8^{B_7} = 0$$

即ち  $2 \times 2EK_{a_8}(2\theta_{B_8} + \theta_{B_7}) + 2EK_{B_8}(2\theta_{B_8} + \theta_{B_7} - 3R_8) = 0$

$$K_{B_8}\theta_{B_7} - 3K_{B_8}R_8 + 2K_{a_8}\theta_{A_8} + 2(K_{B_8} + J_{B_8})\theta_{B_8} = 0 \dots (232)$$

茲に  $J_{B_8} = 2(K_{a_8} + K_{B_8} + K_{B_7})$  である。

以上の (230), (231), (232) 式を連記せば次の如し。

$$\begin{cases} 2K_{A_8}\theta_{A_8} + 2K_{A_8}\theta_{A_7} + K_{B_8}\theta_{B_8} + K_{B_8}\theta_{B_7} - N_8R_8 = \frac{-P_8h_8}{6E}, \\ J_{A_8}\theta_{A_8} + K_{A_8}\theta_{A_7} + K_{a_8}\theta_{B_8} - K_{A_8}R_8 = 0, \\ 2K_{a_8}\theta_{A_8} + 2(K_{B_8} + J_{B_8})\theta_{B_8} + K_{B_8}\theta_{B_7} - 3K_{B_8}R_8 = 0. \end{cases}$$

8 階に於ける未知量は  $\theta_{A_8}$ ,  $\theta_{B_8}$  及  $R_8$  の 3 種であるから以上の 3 式は本階の不静定力を定むるに足る理である。

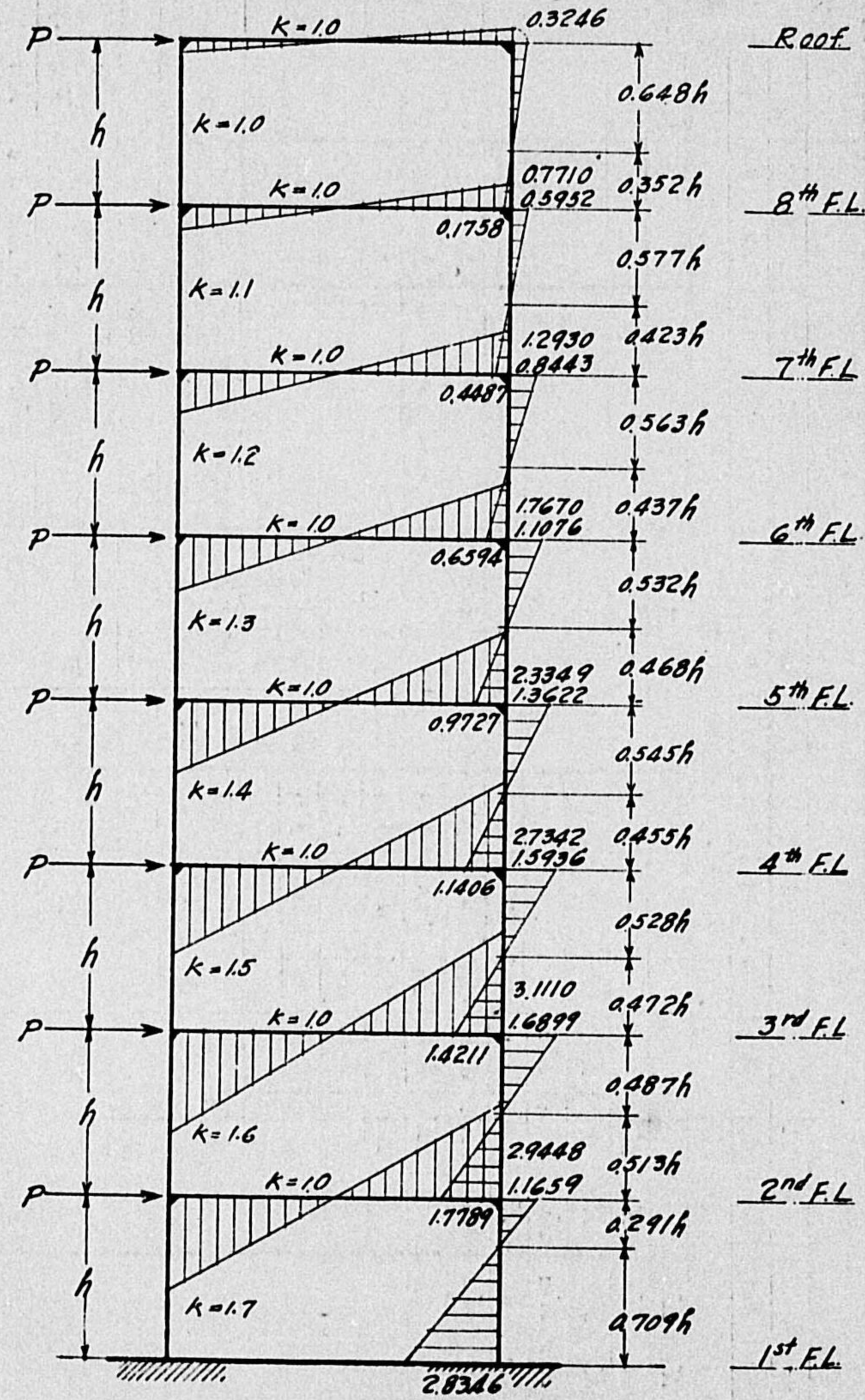
同様の方法を繰返し各階につき計算を施せば架構の全部につき不静定應力の算定に必要な数丈の諸式を得べきこと容易である、今之れを 2 張間 6 階架構につき求めたる算式は第 86 表に示すが如し、但し同表は其の係数を表示して一覽に便ならしめたものである。然し此の係数配列法は色々の工夫を施すことが出来る、此等係数間の規則的關係を利用して解式を容易ならしめる作表法は鷹部屋博士\* の "Mechanical Tabulation Method" である。

以上 Slope-deflection 法を應用して著者は 6 階乃至 8 階建築架構を計算機械により解きたる結果は FIGS-256, 257, 258, 259 圖に示すが如し。同圖は彎曲率及び反曲點位置の係数を示す、彎曲率は  $Ph$  反曲點は  $h$  を乗じて得べし。

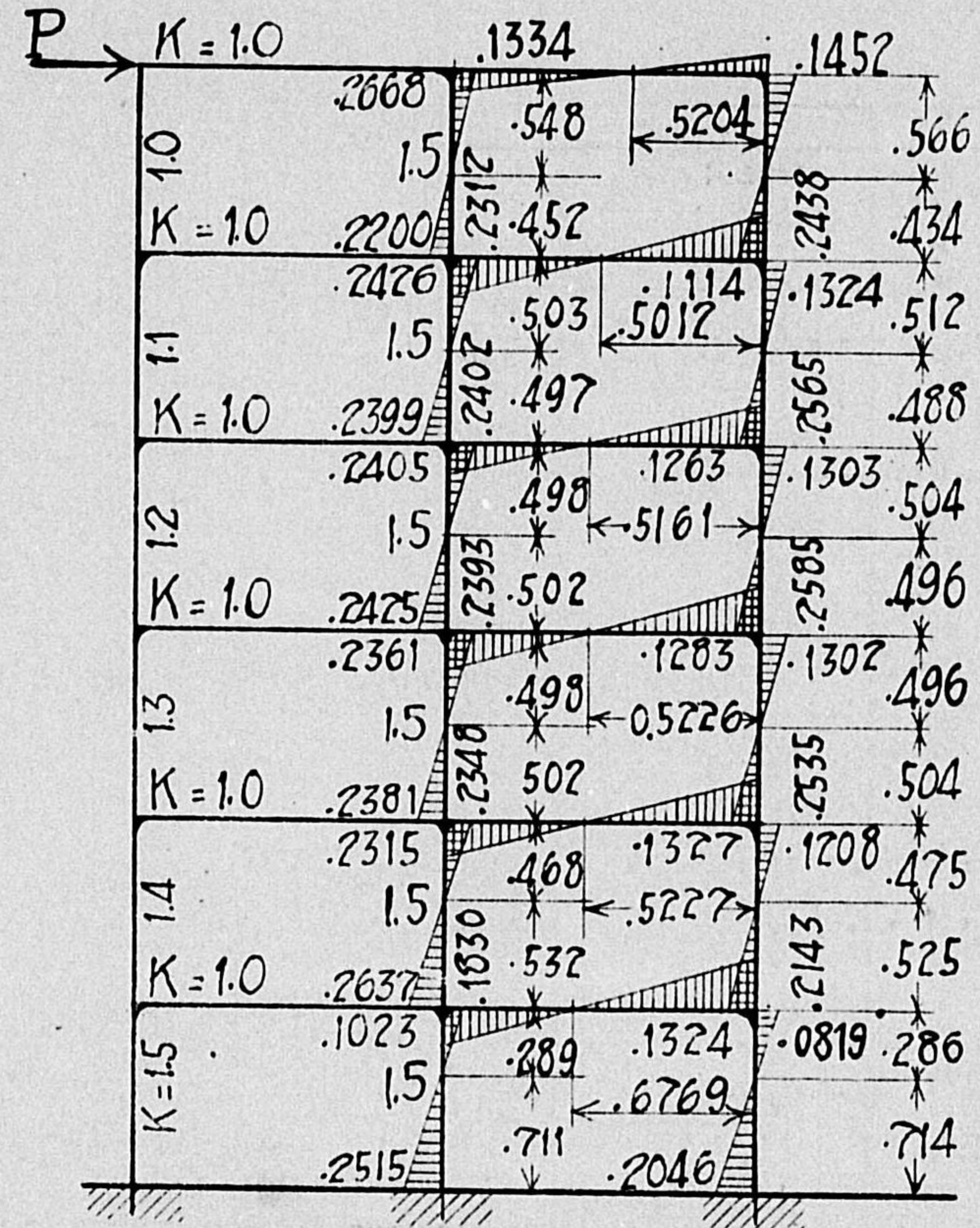
\* 鷹部屋福平氏著—架構新論 (120頁)

第八十六表 二張間六階對稱建築架構解式

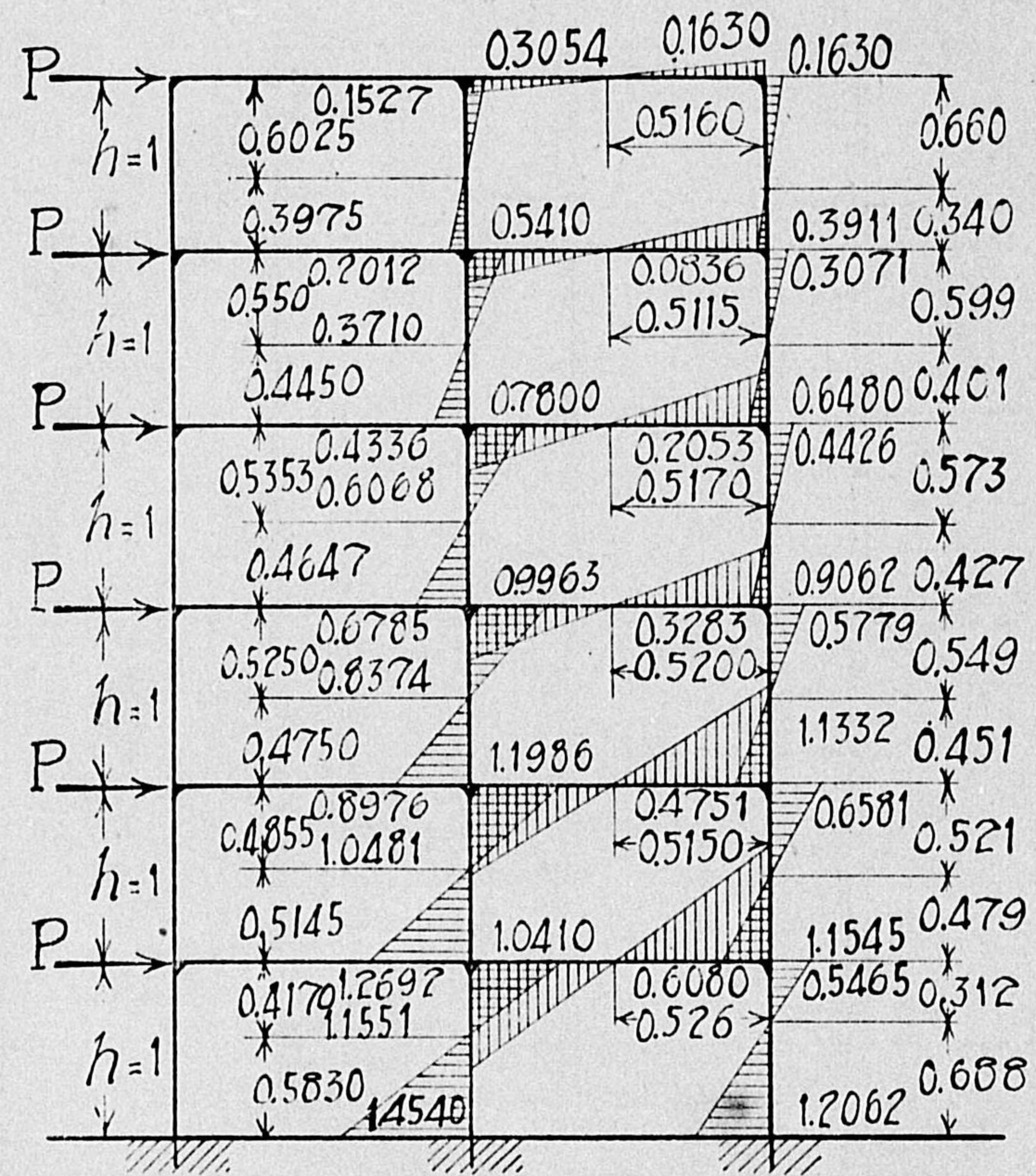
方程式番號	方 程 式 の 左 邊						方 程 式 の 右 邊												
	第一階	第二階	第三階	第四階	第五階	第六階													
	$R_1$	$\theta_{A1}$	$\theta_{B1}$	$R_2$	$\theta_{A2}$	$\theta_{B2}$	$R_3$	$\theta_{A3}$	$\theta_{B3}$	$R_4$	$\theta_{A4}$	$\theta_{B4}$	$R_5$	$\theta_{A5}$	$\theta_{B5}$	$R_6$	$\theta_{A6}$	$\theta_{B6}$	
1	$-N_1$	$2K_{A1}$	$K_{B1}$																$-Ph_1/6E$
2	$-3K_{A1}$	$J_{A1}$	$K_{A1}$	$-3K_{A2}$	$K_{A2}$														0
3	$-3K_{B1}$	$2K_{A1}$	$J_{B1}$	$-3K_{B2}$	$K_{B2}$														0
4		$2K_{A2}$	$K_{B2}$	$-N_2$	$2K_{A2}$	$K_{B2}$													$-Ph_2/6E$
5		$2K_{A2}$	$K_{B2}$	$-3K_{A3}$	$J_{A2}$	$K_{A2}$	$3K_{A3}$	$K_{A3}$											0
6		$K_{A2}$		$-3K_{B3}$	$2K_{A2}$	$J_{B2}$	$3K_{B3}$	$0$	$K_{B3}$										0
7					$2K_{A3}$	$K_{B3}$	$-N_3$	$2K_{A3}$	$K_{B3}$										$-Ph_3/6E$
8					$2K_{A3}$	$K_{B3}$	$-3K_{A4}$	$J_{A3}$	$K_{A3}$	$3K_{A4}$	$0$	$K_{B4}$							0
9					$2K_{A3}$	$K_{B3}$	$-3K_{B4}$	$2K_{A3}$	$J_{B3}$	$3K_{B4}$	$0$	$K_{B4}$							0
10					$2K_{A4}$	$K_{B4}$	$-N_4$	$2K_{A4}$	$K_{B4}$										$-Ph_4/6E$
11					$2K_{A4}$	$K_{B4}$	$-3K_{A5}$	$J_{A4}$	$K_{A4}$	$3K_{A5}$	$0$	$K_{B5}$							0
12					$2K_{A4}$	$K_{B4}$	$-3K_{B5}$	$2K_{A4}$	$J_{B4}$	$3K_{B5}$	$0$	$K_{B5}$							0
13					$2K_{A5}$	$K_{B5}$	$-N_5$	$2K_{A5}$	$K_{B5}$										$-Ph_5/6E$
14					$2K_{A5}$	$K_{B5}$	$-3K_{A6}$	$J_{A5}$	$K_{A5}$	$3K_{A6}$	$0$	$K_{B6}$							0
15					$2K_{A5}$	$K_{B5}$	$-3K_{B6}$	$2K_{A5}$	$J_{B5}$	$3K_{B6}$	$0$	$K_{B6}$							0
16					$2K_{A6}$	$K_{B6}$	$-N_6$	$2K_{A6}$	$K_{B6}$										$-Ph_6/6E$
17					$2K_{A6}$	$K_{B6}$	$-3K_{A7}$	$J_{A6}$	$K_{A6}$	$3K_{A7}$	$0$	$K_{B7}$							0
18					$2K_{A6}$	$K_{B6}$	$-3K_{B7}$	$2K_{A6}$	$J_{B6}$	$3K_{B7}$	$0$	$K_{B7}$							0



單徑間八階建築架構と反曲點の位置  
FIG.-256

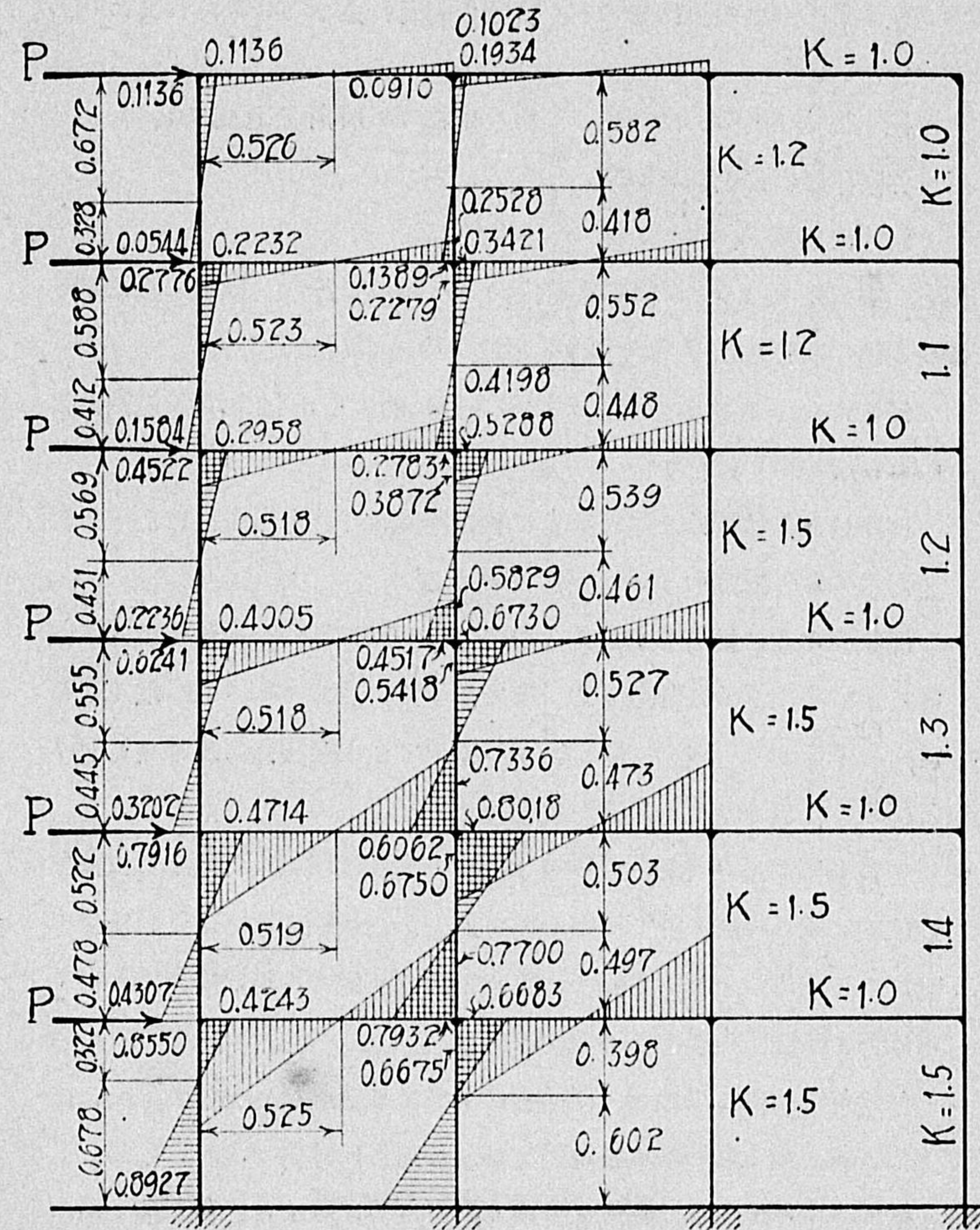


二徑間六階建築架構と反曲點の位置  
(最上部に單一水平荷重)  
FIG.-257



二徑間六階建築架構と反曲點位置

Fig -233



三徑間六階建築架構と反曲點位置

Fig.-259

此の問題に於て  $K$  の値は成るべく實際の場合に近からしめんが爲め次の値をとつた、即ち

徑間長約 20 呎、階高約 12 呎、中柱 24 吋角(二張間の場合)

各階梁断面は約  $20 \times 24$  吋

側柱は各階 Variable cross section

と假定し圖に示せる  $K$  の値を大體決定したものである。此等の圖に示せる横荷重法の場合には 4 圖を通覽し次ぎの如き結論に達し得べし。

1. 側柱に生ずる反曲點の位置は最下階に於てその固定端より階高の 0.68 乃至 0.71 に位す、
2. 同反曲點の位置は上階に進むに従ひ漸次に下降し最上階に於てその床面より測り階高の 0.33 乃至 0.35 に位す、
3. 屋根面のみ横荷重を加ふる場合には一般に柱内反曲點の位置は側柱、中柱共に上位に移動する、即ち最下階に於て  $0.71h$  強、最上階に於ても床面より  $0.43h$  強となる。従つて最上階附近に過重量を有する建物では最下階柱の反曲點位置を  $0.7h$  以上に定むる必要がある。
4. 中間各階即ち 6 階建の 3, 4 兩階、8 階建の 3, 4, 5 階等で反曲點の位置は概ね中柱に於てその中點に近いが、正確に云へばそれは最上階にのみ横荷重を加ふる場合に限り正當で其他の各階に横荷重を有する場合には柱の上端より平均  $0.53h$  に位する。
5. 中間各階の側柱に生ずる反曲點は上部より  $0.53h$  乃至  $0.57h$  に位する、但し最上階のみに横荷重を加ふる場合には約  $0.5h$  となる。
6. 梁に生ずる反曲點は側柱より測り約  $0.53l$  に位する。但し最上階のみに横荷重があれば二階梁に於て約  $0.68l$  となり其他は約  $0.52l$  となる。

3. 建築架構の部材に働く剪力量

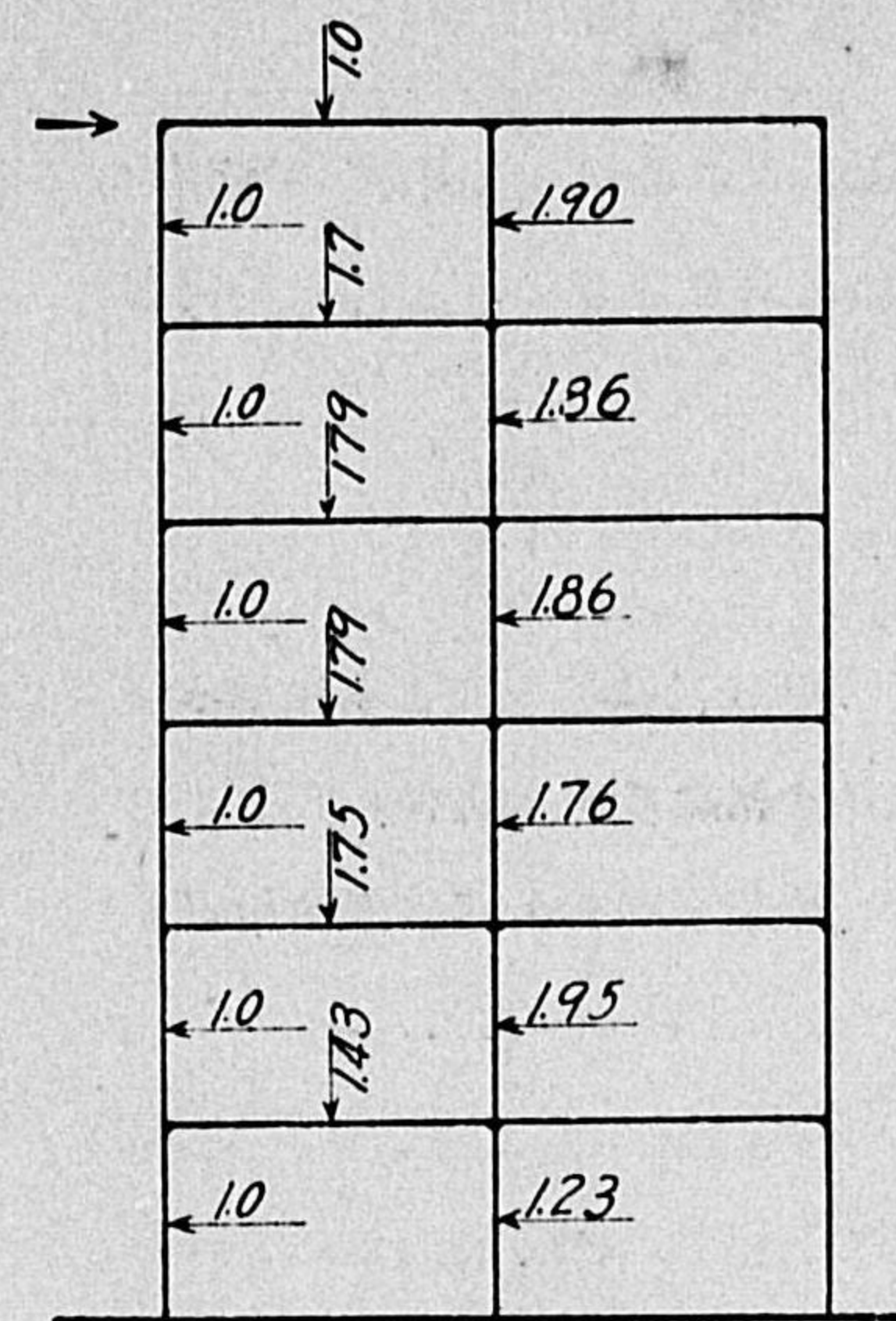


Fig.-260

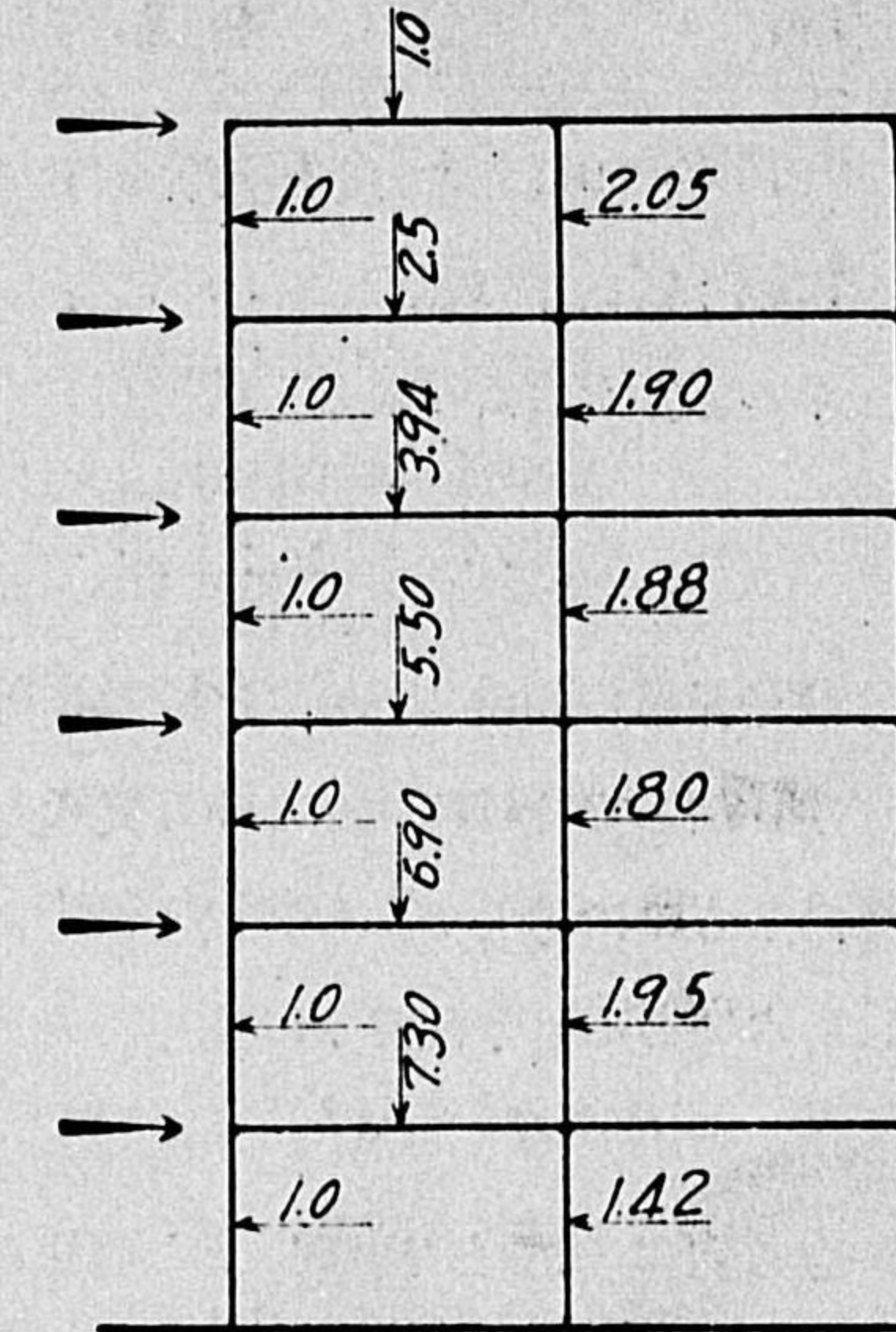


Fig.-261

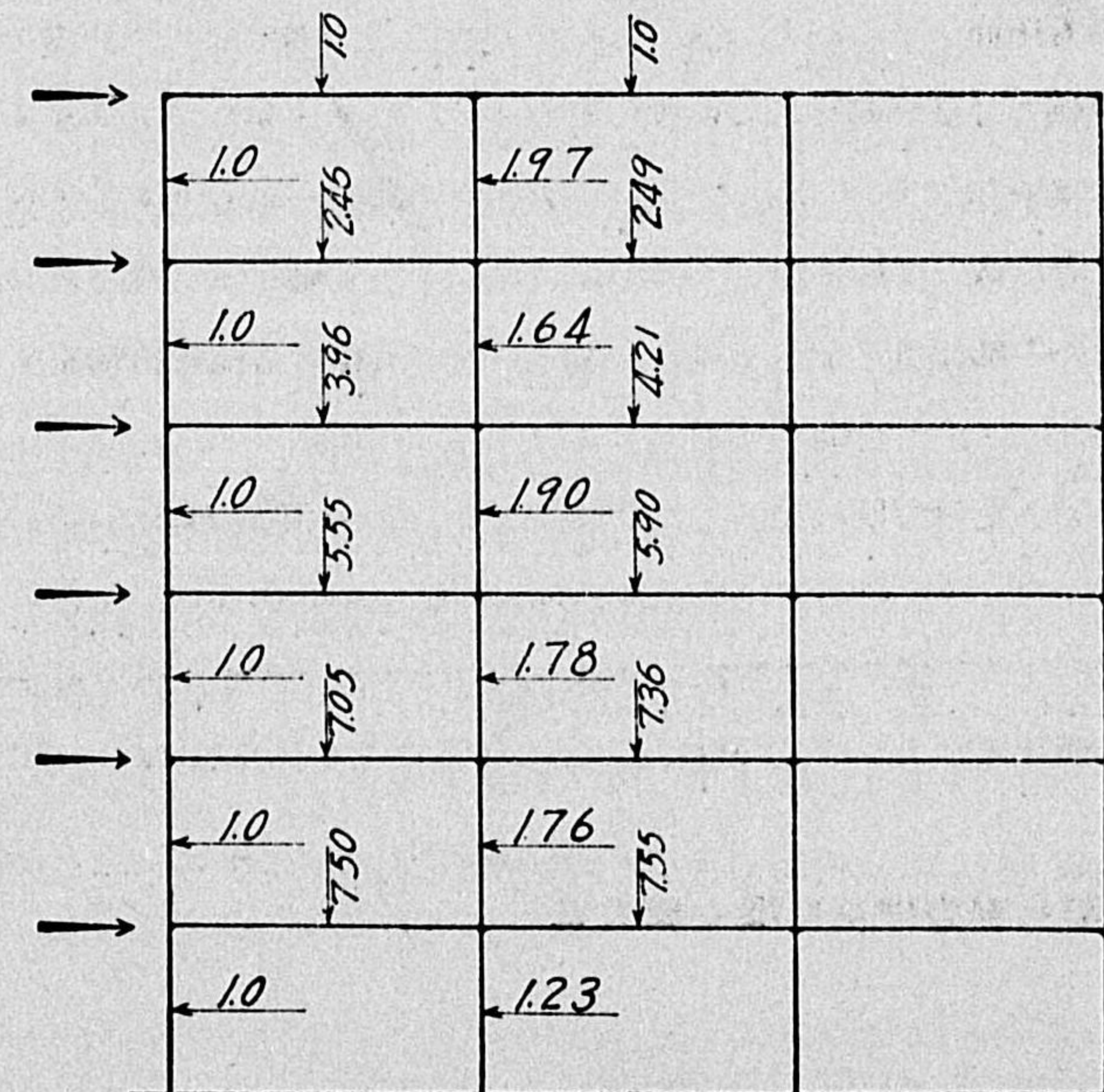


Fig.-262

Fig.-259 に於て最上階即ち 6 階を考へる、その 4 本の柱の上下兩端に働く彎曲率の總和は  $Ph$  に等しいことは云ふまでもない、今此等彎曲率の係数を合計すれば、

$$\text{側柱} \begin{cases} 0.1136 \text{ (上端)} \\ +0.0544 \text{ (下端)} \\ \hline 0.1680 \end{cases} \quad \text{中柱} \begin{cases} 0.1634 \text{ (上端)} \\ +0.1389 \text{ (下端)} \\ \hline 0.3323 \end{cases}$$

此等係数の和の 2 倍は丁度 1 に等しい (0.0003 は四捨五入より生ずる誤差) 而して各柱に生ずる上下彎曲率の和はその柱に働く剪力に階高を乗じたものに等しいから結局各柱上の剪力量は上記係数の比に分配せらるるものである、今側柱上に働く剪力量を 1 とせば中柱上の剪力量は

$$\frac{0.3323}{0.1680} = 1.98$$

即ち約 2 倍である、以上と同様の方法にて各階柱に働く剪力量比を計算せる結果は Fig-260, 261, 262 に示すが如し、之れを通覽するに本題の如き剛比を有する架構では貳階以上の各柱に對しては大體に於て

**側柱... 1      中柱... 2**

の比に分配するものと假定してよい、但し一階支柱に對しては此の比率は不合理であるから梁が柱に比し著しく小でない限り次ぎの比とするを適當とする。

**側柱... 0.7 乃至 0.8      中柱... 1**

般建築架構に於て側柱は建物全體を剛強ならしむる上に特に肝要である、地震力等の働く場合殊に第一階支柱の強度を必要とするが更に側柱を強大ならしめることは以上の理論的結果からも論斷する事が出来る。之れを要するに柱上横力分配の要諦は第 1 階柱に於て中柱 1 に對し側柱はその 8 割、2 階以上では中柱 1 に對し側柱はその 5 割とす。

尙ほ梁上の剪力量に關しても Fig. 260-262 を参照せば明瞭となる。

**附表の I**

鐵筋斷面積、重量及間隔

丸形鐵筋				角形鐵筋			
直徑 吋	斷面積 平方吋	斷面周長 吋	重量每呎 に付封度	直徑 吋	斷面積 平方吋	斷面周長 吋	重量每呎 に付封度
$\frac{1}{8}$	.0031	.1963	.010	$\frac{1}{8}$	.0039	.25	.013
$\frac{1}{4}$	.0123	.3927	.042	$\frac{1}{4}$	.0156	.50	.053
$\frac{3}{8}$	.0276	.5890	.094	$\frac{3}{8}$	.0352	.75	.119
$\frac{1}{2}$	.0491	.7854	.167	$\frac{1}{2}$	.0625	1.00	.212
$\frac{5}{8}$	.0767	.9818	.261	$\frac{5}{8}$	.0977	1.25	.332
$\frac{3}{4}$	.1104	1.1781	.376	$\frac{3}{4}$	.1406	1.50	.478
$\frac{7}{8}$	.1503	1.3745	.511	$\frac{7}{8}$	.1914	1.75	.651
1	.1963	1.5708	.668	1	.2500	2.00	.850
$1\frac{1}{8}$	.2485	1.7672	.845	$1\frac{1}{8}$	.3164	2.25	1.076
$1\frac{1}{4}$	.3068	1.9635	1.043	$1\frac{1}{4}$	.3906	2.50	1.328
$1\frac{3}{8}$	.3712	2.1599	1.262	$1\frac{3}{8}$	.4727	2.75	1.607
$1\frac{1}{2}$	.4418	2.3562	1.502	$1\frac{1}{2}$	.5625	3.00	1.913
$1\frac{3}{4}$	.5185	2.5526	1.763	$1\frac{3}{4}$	.6602	3.25	2.245
2	.6013	2.7489	2.044	2	.7656	3.50	2.603
$2\frac{1}{8}$	.6903	2.9453	2.347	$2\frac{1}{8}$	.8789	3.75	2.988
2	.7854	3.1416	2.670	2	1.0000	4.00	3.400
$2\frac{1}{4}$	.8940	3.5343	3.380	$2\frac{1}{4}$	1.2656	4.50	4.303
$2\frac{3}{8}$	1.2272	3.9270	4.172	$2\frac{3}{8}$	1.5625	5.00	5.313
$2\frac{1}{2}$	1.4849	4.3197	5.049	$2\frac{1}{2}$	1.8906	5.50	6.428
$2\frac{3}{4}$	1.7671	4.7124	6.008	$2\frac{3}{4}$	2.2500	6.00	7.650

附表のII

混凝土一立坪練立用材料

混凝土調合比 セメント=砂=砂利	一立坪用材料 (砂利六分及び以下)			一立坪用材料 (砂利八分及び以下)		
	セメント	砂	砂利	セメント	砂	砂利
1: 1: 3	(樽) 15.1	(立坪) 0.29	(立坪) 0.86	(樽) 16.5	(立坪) 0.31	(立坪) 0.94
1: 1.5: 3	13.7	0.39	0.78	14.8	0.42	0.84
1: 2: 4	10.7	0.41	0.81	11.7	0.44	0.89
1: 2: 5	9.4	0.36	0.89	10.2	0.39	0.97
1: 2.5: 5	8.8	0.42	0.83	9.5	0.46	0.91
1: 3: 5	8.2	0.47	0.78	8.9	0.51	0.85
1: 3: 6	7.4	0.42	0.84	8.1	0.46	0.92
1: 3.5: 7	6.4	0.43	0.85	7.0	0.47	0.93
1: 4: 8	5.7	0.43	0.86	6.2	0.47	0.93

床仕上用モルタル材料 (百面坪に對し)

調合比	モルタル厚	セメント	砂
1: 1	時 1/2	(樽) 26.4	(立坪) 0.45
1: 1.5	1/2	22.0	0.60
1: 2	1/2	18.4	0.65
1: 2.5	1/2	16.0	0.70
1: 1	3/4	40.0	0.70
1: 1.5	3/4	32.4	0.85
1: 2	3/4	28.0	1.00
1: 2.5	3/4	24.0	1.05
1: 1	1	52.0	0.90
1: 1.5	1	43.2	1.20
1: 2	1	36.8	1.30
1: 2.5	1	32.0	1.40

大正五年四月五日 印刷  
 大正五年四月八日 發行  
 大正十四年九月十日 十五版發行  
 昭和四年五月廿五日 改訂一版發行

定價 金五圓五拾錢



著者兼  
 發行者

阿部美樹志  
 東京市麻布區宮村町拾番地



印刷者

島連太郎  
 東京市神田區美土代町二丁目一番地

印刷所

三秀舎  
 東京市神田區美土代町二丁目一番地

賣捌所

- 東京市日本橋區通二丁目 (郵便振替貯金口座東京第五番)
- 東京市神田區表神保町 (郵便振替貯金口座東京第二八一六番)
- 東京市芝區三田二丁目 (郵便振替貯金口座東京第一一八五二番)
- 東京牛込區早稻田鶴巻町 (郵便振替貯金口座東京第七五三七五番)
- 東京市麹町丸ノ内ビルディング内 (郵便振替貯金口座東京第七四番)
- 大阪市東區博愛町四丁目 (郵便振替貯金口座大阪第七四番)
- 神戸市明石町三十一番 (郵便振替貯金口座大阪第六八六七番)
- 京都市三條通鞍屋町四入 (郵便振替貯金口座大阪第一七三番)
- 横濱市中區辨天通二丁目 (郵便振替貯金口座東京第七四番)
- 名古屋市中區榮町六丁目 (郵便振替貯金口座名古屋第一〇二九番)
- 福岡市博多上四町 (郵便振替貯金口座福岡第五〇〇〇番)
- 仙臺市國分町 (郵便振替貯金口座仙臺第一五番)
- 札幌市北八條西四丁目 (郵便振替貯金口座小樽一〇八〇番)

丸善株式會社

- 丸善株式會社 神田支店
- 丸善株式會社 三田出張所
- 丸善株式會社 早稻田出張所
- 丸善株式會社 丸ノ内賣店
- 丸善株式會社 大阪支店
- 丸善株式會社 神戸出張所
- 丸善株式會社 京都支店
- 丸善株式會社 横濱支店
- 丸善株式會社 名古屋支店
- 丸善株式會社 福岡支店
- 丸善株式會社 仙臺支店
- 丸善株式會社 札幌出張所

## 鉄筋混凝土公式及計算用標準符號

### (1) 矩形梁に関するもの (Rectangular beams)

$f_s$  = 抗張鐵筋に於ける單位應張力 (Fiber Stress in Steel)  
 $f_c$  = 抗壓面に於ける混凝土の單位緣維應壓力 (Extreme unit fiber Stress in Concrete)

$e_s = f_s$  なる應張力に相當する鐵筋の伸張度  
 $e_c = f_c$  なる應壓力に相當する混凝土の壓縮度

$E_s$  = 鋼鐵の彈率

$E_c$  = 混凝土の彈率

$n = \frac{E_s}{E_c}$  の比

$T$  = 桁の斷面に於て鐵筋上に働く合張力 (Resultant tension)

$C$  = 桁の斷面に於て混凝土上に働く合壓力 (Resultant compression)

$M$  = 一般に彎曲率を表はす

$M_s$  = 鐵筋抵抗力率

$M_c$  = 混凝土抵抗力率

$b$  = 斷面矩形を成せる桁の幅

$d$  = 桁の抗壓緣維より抗張鐵筋中心までの距離

$k$  = 桁の抗壓緣維より中軸面までの距離と  $d$  との比

$j$  = 抵抗偶力 (Resisting Couple) の腕長と  $d$  との比

$A$  = 抗張鐵筋の斷面積

$p = \frac{A}{bd}$  抗張鐵筋斷面積と桁斷面積との比

$m = \frac{bd}{A}$  對筋比

$z$  = 桁の抗壓面より合壓力 ( $C$ ) 線までの距離

### (2) 丁梁 (T-Shaped Beams)

$b$  = 突縁 (Flange) の幅

$b'$  = 莖幹 (Stem) の幅

$t$  = 突縁の厚さ

$p = \frac{A}{bd}$

### (3) 復筋梁即ち抗壓鐵筋を用ひたる梁 (Beams with Double Reinforcement)

$A'$  = 抗壓鐵筋の斷面積

$p$  = 抗張鐵筋斷面積と桁總斷面積との比

$p'$  = 抗壓鐵筋斷面積と桁總斷面積との比

$f_s'$  = 抗壓鐵筋に於ける單位緣維應力 (應壓力)

$f_c'$  = 抵張面に於ける混凝土の單位緣維應張力

$C$  = 混凝土の合壓力

$C'$  = 抗壓鐵筋上の合壓力

$d'$  = 桁の抗壓緣維より抗壓鐵筋中心までの距離

$z$  = 桁の抗壓緣維より  $C$  と  $C'$  との合力線までの距離

### (4) 支柱 (Columns)

$A$  = 支柱の有效斷面積

$A_s$  = 軸鐵筋 (Longitudinal Steel) の斷面積

$A_c$  = 混凝土の斷面積

$A_n$  = 螺狀鐵筋の斷面積

$p = \frac{A_s}{A}$

$p_n$  = 螺狀鐵筋容積の混凝土 (心材) 容積に對する比

$P$  = 支柱上の安全荷重

### (5) 剪力及び粘着力 (Shear and Bond)

$V$  = 剪力の全量 (Total shear)

$v$  = 單位應剪力 (垂直又は水平)

$u$  = 鐵筋表面の單位面積に働く粘着應力

$o$  = 鐵筋一本の横斷面周長

$\Sigma o$  = 鐵筋總數の横斷面周長

### (6) 許容應力 (Allowable Stresses)

(a) 1:2:4 混凝土に對する許容應力は次ぎの値を計算上に使用するを適當とす

1. 應壓力 = 500 乃至 600 封度 (一平方時に付き以下同じ) 用水量が材料重量の 10% 以上ならば 500 封度, 以下ならば 600 封度とす

2. 應張力 = 0

3. 純應剪力 = 120 封度,  
但し桁に於ける **ダイアゴナル、テンション** を伴はぬ場合

4. 單位應剪力 = 80 封度,  
桁に於て **スターラップ** 又は **曲上筋 (Bent up bars)** を有する場合

5. 單位應剪力 = 150 封度,  
桁に於て **スターラップ** と **曲上筋** とを併用せる場合

6. 單位應剪力 = 40 封度,  
桁に於て混凝土のみにて **ダイアゴナル、テンション** に抵抗せしむる場合

7. 鐵筋と混凝土との間の可許粘着力  
= 80 封度

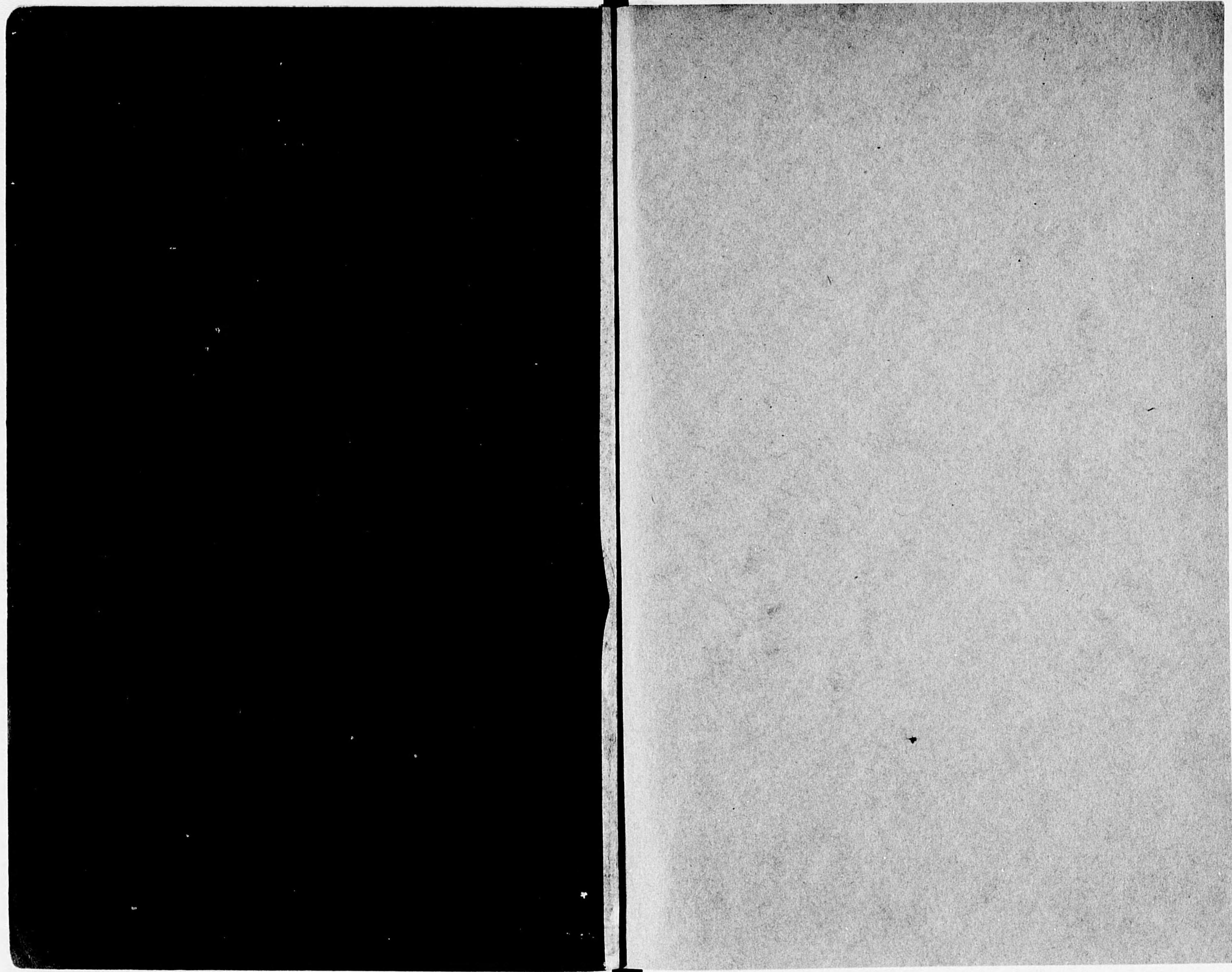
8. 支柱に生ずる軸應壓力 (Axial Compression)  
= 400 封度  
但し支柱斷面の最小環動半徑と支柱長との比が 50 以下なる場合

(b) 鐵筋に對する許容應力は次ぎの値を計算上に使用するを適當とす

1. 應張力 = 16,000 封度 (一平方時に就き以下同じ)

2. 應壓力 =  $nf_c = 9,000$  乃至 12,000 封度 ( $f_c$  の値により定む)

3. 應剪力 = 12,000 封度





511.7-A12ウ



1200500744905

117

12

終